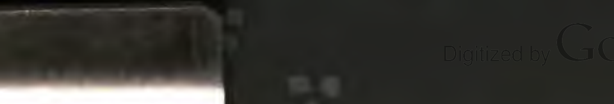


Esselborn

Lehrbuch des Hochbaues

I. Band.



LEHRBUCH

DES

HOCHBAUES

BEARBEITET VON

DEN PROFESSOREN: GEHEIMERAT Dr. **JOSEF DURM** Dr.-Ing., **KARL ESSELBORN, BERNHARD KOSSMANN,** DEN ARCHITEKTEN: **EMIL BEUTINGER, KARL STIEF, HEINRICH STUMPF, ARTHUR WIENKOOP,** DEN INGENIEUREN: **GEORG RÜTH, REINHARD WEDER**

HERAUSGEGEBEN VON

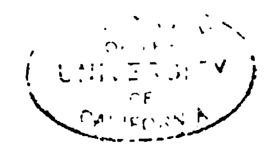
KARL ESSELBORN

MIT ÜBER 2600 ABBILDUNGEN UND AUSFÜHRLICHEM SACHREGISTER

ERSTER BAND:

GRUNDBAU, STEINKONSTRUKTIONEN, HOLZKONSTRUKTIONEN, EISENKONSTRUKTIONEN, EISENBETONKONSTRUKTIONEN

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1908



Vorwort.

Nachdem das vor vier Jahren von dem Unterzeichneten herausgegebene »Lehrbuch des Tiefbaues« bereits die dritte, vermehrte Auflage erlebt, erscheint nun auch für die Hochbau-Abteilungen technischer Lehranstalten ein »Lehrbuch des Hochbaues«, das — als eine Ergänzung zu jenem — das wichtigste dieses so ausgedehnten Unterrichtsgebietes enthält.

Der große Umfang des Stoffes ließ es angezeigt erscheinen, das Werk in zwei, auch einzeln käufliche Bände zu zerlegen, von denen der erste den Grundbau, sowie die Stein-, Holz-, Eisen- und Eisenbeton-Konstruktionen, der zweite dagegen die Gebäude- und Bauformen-Lehre, die Entwickelung des deutschen Wohnhauses, das Fachwerks- und Steinhaus, ländliche und kleinstädtische Baukunst, sowie das Veranschlagen und die Bauführung enthält.

Das »Lehrbuch des Hochbaues« dürfte, wie das des »Tiefbaues«, nicht nur Baugewerkschülern, sondern auch jüngern Baubeflissenen, wie auch Studierenden technischer Hochschulen eine willkommene Gabe sein.

Was die Verteilung und den Umfang des Stoffes in den einzelnen der oben genannten zwölf Kapitel betrifft, deren Inhalt sich aus dem ausführlichen Inhaltsverzeichnis ergibt, so wurden im Grundbau, von dessen Standfestigkeit und Dauerhaftigkeit der Bestand eines Bauwerks in erster Linie abhängt, nicht nur der Baugrund, dessen Tragfähigkeit und zulässige Belastung, sondern auch die erforderlichen Bodenuntersuchungen und daran anschließend die künstliche Verbesserung des Baugrunds, die Herstellung, Umschließung und Trockenlegung der Baugrube, sowie die vorkommenden verschiedenen Gründungsarten besprochen.

Die Steinkonstruktionen behandeln die Baumaterialien und Mörtelarten, die Mauern, Wände und Pfeiler aus natürlichen und künstlichen Steinen, die Kamine, die verschiedenen Arten von Bogen und Gewölben, einschließlich der erforderlichen Rüstungen, sowie die Treppen in Haustein. Bei dem großen Umfang der Baukonstruktionslehre und der unendlichen Anzahl von Einzelkonstruktionen war es selbstverständlich nicht möglich, diese sämtlich zu schildern. Deshalb wurde in diesem Kapitel besonderes Gewicht darauf gelegt, die allgemein gültigen Gesichtspunkte und Anlagen in möglichster Kürze und Klarheit als Gesamtüberblick zum Ausdruck zu bringen, um dadurch Gelegenheit zu bieten, in fraglichen Fällen sofort den »springenden Punkt« zu erkennen und demgemäß Entschließung zu treffen.

Die Holzkonstruktionen wurden abweichend von der sonst üblichen Art und Weise behandelt, indem z. B. die »Holzverbindungen« nicht als besonderer Abschnitt für sich erläutert, sondern an denjenigen Stellen besprochen sind, wo sie zur Anwendung kommen; also beispielsweise der Scherzapfen, die Versatzungen und die Anblattung bei den Dächern, der Brustzapfen bei den Balkenlagen, Falz, Nut und Feder bei den Fußböden usw. Begonnen wird mit dem wichtigsten Teil der Holzkonstruktionen, dem

Dach, wobei alle vorkommenden Arten im einzelnen vorgeführt werden. Hieran schließt sich die Zerlegung eines kleinen freistehenden Wohnhauses in die einzelnen Konstruktionsteile unter besonderer Berücksichtigung der Holzkonstruktionen, wie Balkenlagen, Zwischenwände, Zwischendecken, Fußböden usw. Hierauf folgt die Dachausmittelung, das Schiften, sowie die Dachdeckungen und Gesimsbildungen, während die Treppen, Türen, Fenster, Laden usw. den Schluß bilden.

Die Eisenkonstruktionen zerfallen in folgende fünf Hauptabschnitte: 1. Der Baustoff und die Grundlagen der Berechnung der Eisenkonstruktionen. 2. Die Konstruktionselemente. 3. Eiserne Säulen, deren Konstruktion und Berechnung. 4. Balkenträger, ihre Berechnung, Dimensionierung und konstruktive Ausbildung. 5. Die eisernen Dachkonstruktionen, deren konstruktive Ausbildung und Berechnung. Die vorgeführten Beispiele ausgeführter empfehlenswerter Konstruktionen bieten auch dem schon in der Praxis Stehenden wertvolle Anhaltspunkte dar.

Die außerordentliche Verbreitung, welche die Eisenbetonkonstruktionen innerhalb der letzten Jahre im Bauwesen gefunden haben und die bedeutenden Vorteile bei zweckmäßiger Anwendung derselben, fordern, daß der Bautechniker mit dem Wesen dieser Bauweise, ihren Konstruktionsregeln und Berechnungsarten vertraut sein muß. In dem betreffenden Kapitel ist deshalb zunächst die Wirkungsweise und das für Eisenbetonbauten erforderliche Material besprochen. Sodann ist die Berechnung der verschiedenen Bauteile in einfacher Weise und mit zahlreichen praktischen Beispielen durchgeführt. Weiter sind die Herstellungsweisen aller Teile in Eisenbeton und die bei der Ausführung zu beachtenden Grundsätze und Regeln angegeben und durch zahlreiche Abbildungen erläutert.

Das Kapitel »Gebäudelehre« ist nach dem von G. SEMPER in früheren Jahren angeregten Prinzipe einer vergleichenden Baulehre der Werke der führenden Stilweisen aufgebaut und enthält in drei Abschnitten den »Wohnbau«, den »innern Ausbau« und von »kleinen öffentlichen Bauten«, die dem ausführenden Architekten nächstliegenden, als Dorf- und Volksschulen, Bürgerschulen, Realschulen, Gymnasien und einen Hinweis auf die höhern Lehranstalten. Dann kleinere und mittelgroße Kirchen in Stadt und Land (Dorf- und Stadtkirchen) für katholische und protestantische Bekenntnisse, wie auch Synagogen. Hieran reihen sich Justiz- und Amtsgebäude, kleine und größere Rathäuser. Kleinere Museen, Volksbäder, Provinzialtheater usw. beizufügen, sind einer kommenden Zeit vorbehalten.

Die Entwickelung des Wohnbaues, wie sich diese aus den Graburnen, aus ägyptischen und assyrischen Reliefs, aus den kleinasiatischen Felsengräbern, den Nurhagen, aus den Schilderungen HOMERS ergibt, seine Typen aus historischer Zeit in den verschiedenen Ländern vom fernen Süden und Osten bis zum Westen und hohen Norden, seine technische Herstellung aus künstlichen und natürlichen Steinen, aus Holz oder in gemischter Bauweise, seine stilistischen Abwandelungen sind im Vergleiche zueinander behandelt, so das Bauernhaus und das Stadthaus, das Familien-, Miet- und Warenhaus, die Villa, das Herrenhaus bis zum modernen Palasthaus werden entwickelt und kritisch beleuchtet, schließlich wird zu der Frage Stellung genommen, welcher Art die Aufgabe einer neuen Kunst sei, die nur auf Grund der Tradition einen dauernden Erfolg erzielen könne, während die Tradition ohne Neues versagen müsse.

Der »innere Ausbau« bezieht sich nicht auf die technischen Einzelheiten, er befaßt sich vielmehr und zunächst nur mit den Verhältnissen der verschiedenen Innenräume (Proportionslehre) in verschiedenen Epochen, gibt Bilder von Innenräumen der antiken und mittelalterlichen Wohnungen, von solchen der italienischen Renaissance, des Barock und Rokoko, wie auch einiger modernen Schöpfungen. Dabei werden größere

Treppenanlagen verschiedener Stile, in Holz und Stein ausgeführt, einbezogen und dann die machtvollsten Schöpfungen der Raumkunst aller Zeiten und Stile, von der ägyptischen Tempelhalle zu Karnak an bis zur englischen Halle in Hampton-Court und dem St. Peters Dom zu Rom. Den drei Abteilungen sind über 270 Abbildungen, zum teil nach Handzeichnungen des Verfassers, erläuternd beigegeben.

Die Bauformenlehre versucht nach dem Vorgange JOSEF BÜHLMANNs(-München) und andern den Weg anzudeuten, auf dem eine Weiterbildung der bekannten Formensprachen der Architekturwerke der großen Epochen gewonnen werden kann, gemäß neuer Konstruktionsweisen und veränderten künstlerischen Bedürfnisses und künstlerischen Empfindens. Auf den Ursprung der Gestaltung der einzelnen Bauteile, Wände in ihren Entwickelungen durch Sockel, Rumpf, Teil- und Abschlußgesimse gebildet, mit ihren Durchbrechungen (Türen und Fenstern), der Freistützen (Säulen und Pfeiler), der Decken und Dächer (flache und gewölbte, ebene und steile) als die Hauptbestandteile der Wohn- und Monumentalgebäude aller Zeiten ist zurückgegangen und diese auf ihre Wesenheit unter Berücksichtigung ihrer Verschiedenartigkeit in technischer und formaler Beziehung geprüft. Die verschiedenen Stilepochen aus alter und neuer Zeit sind zum Vergleich herangezogen. Aus der griechischen und römischen Antike und deren Vorstufen, aus der Kunst des Mittelalters bis einschließlich der italienischen Renaissance und ihrer Äußerungen auf fremdem Boden sind die Beispiele gewählt. Der Hauptsache nach erstrecken sich die Untersuchungen auf die Elemente und Schmuckformen der Antike und der Gotik, als den beiden ehrlichen und wahren Baustilen, von denen alle andern mehr oder weniger abhängen.

Sachgemäß ist diesem Kapitel, frei vom internationalen oder rein theoretischen Standpunkt, ein weiteres über die Entwickelung des deutschen Wohnhauses angegliedert. Auch in diesem ist die konstruktive und formale Seite zuerst hervorgehoben, indem die Umfassungsmauern mit ihren Durchbrechungen von Türen, Toren und Fenstern, die Freistützen (Pfeiler und Säulen), Decken und Dächer im angegebenen Sinne erläutert und durch Illustrationen in reichem Maße unterstützt werden. Mit dem deutschen Hause der mittelalterlich-romanischen Baukunst ist begonnen, das seine Fortführung im mittelalterlich-gotischen findet. An dieses schließt sich das Haus der Renaissance zu den verschiedenen Zeiten an. Die Betrachtungen über die Entwickelung des deutschen Hauses in seiner äußern Gesamterscheinung und seinen formalen Einzelheiten schließen mit den Wohnbauten zu Anfang des XIX. Jahrhunderts ab. Der innere Ausbau ist nicht in Betracht gezogen.

Anschließend daran wird das Fachwerks- und Steinhaus besonders in technischer Beziehung mit sachgemäßen Abbildungen behandelt. Mauern, Türen, Fenster, Hoftore, Portale, Balkone, Erker, Giebel, ganze Fassaden sind in ihre Bestandteile zerlegt und in einfacher Formensprache im Bilde wiedergegeben.

Ein weiteres Kapitel ist der ländlichen und kleinstädtischen Baukunst gewidmet, in dem zunächst die Bebauung eines Grundstückes mit schlichten Wohnhäusern für Beamte der untern Klasse, Kleinbürger, auch Arbeiter behandelt wird. Einzel- und Doppelhäuser sowie Gruppenbauten werden geschildert. Diesen folgt der Idealplan einer Dorfanlage mit ihren verschiedenen Gebäudegattungen. Die Kirche, die bis zur Kleinstadtkirche entwickelt ist, mit dem Pfarrhof, das einfache Wirtshaus und das bessere Gasthaus mit Scheunen und Stallungen, das größere und kleinere Landhaus, das herrschaftliche Landhaus, Ortsbrücken mit Wärterhäuschen, Dorf- und Volksschulen mit Turnhallen, größere Fach- und Realschulen, einfache und umfangreichere Genesungsheime, entsprechende Eisenbahn-Stationsgebäude mit ihren Abortanlagen und Bahnwärterhäuschen werden, unter Beigabe vieler illustrierter Beispiele nach Original-Entwürfen des Verfassers, behandelt.

Das vorletzte Kapitel umfaßt das Veranschlagen der Baukosten. Es werden zuerst die verschiedenen Arten des Voranschlags besprochen, wobei Massenberechnungsformulare für die verschiedenen Arbeiten angegeben sind. Dann folgen: Preisermittelung, Bedingungen für die Angebote, allgemeine Vertragsbestimmungen für die Ausführung der Bauten und besondere Bedingungen für die Herstellung der einzelnen Arbeiten.

In dem letzten Kapitel wird die Bauführung behandelt und gelangen u. a. die Bauleitung, die Instruktion des Bauführers, die Vorarbeiten, die Bearbeitung der Zeichnungen, der Erläuterungsbericht, das Abstecken des Gebäudes, die Vergebung und Überwachung der Bauarbeiten, die Abrechnungen usw. zur Besprechung.

Auch bei diesem neuen Werk sind alle zum größten Teil mit Maßen versehenen Abbildungen als Textfiguren eingestellt, deren Gesamtzahl über zweitausendsechshundert beträgt und die zum größten Teil für dieses Lehrbuch neu gezeichnet worden sind.

Ebenso wurde, wie bei dem »Lehrbuch des Tiefbaues«, das Sachregister in jeder Hinsicht so vollständig wie möglich hergestellt, um das Aufsuchen einzelner Gegenstände zu erleichtern.

Der Geschmack ist verschieden und hängt vom Grade der Bildung und Erziehung, von der natürlichen Begabung fürs Schöne, von der künstlerischen Empfindung und vom Gefühl ab; er ist aber auch Modesache und wechselt. Auch die Baustile und die Konstruktionsweisen sind nicht die gleichen geblieben, auch sie sind dem Wechsel untertan. Daß bei jedem sich vollziehenden die führenden Geister aufeinanderplatzen, ist selbstverständlich. Wir befinden uns in einer Zeit des Ringens. »Der Menschenkenner sollte sich überzeugen, daß niemand durch seines Gegners Gründe überzeugt wird. Alle Argumente sind nur Variationen eines ersten festgefaßten Meinungsthema, deswegen unsere Vorfahren so weislich gesagt haben: mit Einem, der deine Prinzipien leugnet, streite nicht!« (GOETHE an BACHMANN.) Sind in den einzelnen Kapiteln die Auffassungen und Meinungen der Verfasser vielleicht nicht durchweg ganz übereinstimmend, so liegt dies in der Zeit, die auch Gegensätze lindert. Was aber hier dargeboten wird, ist mit gutem Gewissen und in guter Absicht gegeben.

Darmstadt, im Juni 1908.

Esselborn.



Inhaltsverzeichnis.

1. Kapitel. **Der Grundbau.**

Bearbeitet von KARL ESSELBORN, Professor an der Großh. Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

(Mit 172 Abbildungen.)

2. Kapitel. Steinkonstruktionen.

Bearbeitet von BERNHARD KOSSMANN, Architekt und Professor an der Großh. Baugewerkeschule zu Karlsruhe.

(Mit 473 Abbildungen.)

I. Baumaterialien.

A. Natürliche Steine.

B. Künstliche Steine.

C. Mauer-Bindemittel, -Putzmassen und -Gußmassen.

II. Mauern (Wände) und Pfeiler.

A. Mauerwerk aus natürlichen Steinen.

B. Mauerwerk aus künstlichen Steinen.

C. Besondere Arten von Mauern und Wänden.

D. Pfeiler (Säulen).

E. Stärke der Mauern, Wände und Pfeiler.

III. Kamine (Rauchkamin, Schornstein, Esse, Schlot) und Ventilationsschächte.

IV. Wölbungen (Bogen und Gewölbe).

A. Allgemeines.

B. Hilfsmittel bei Ausführung von Wölbungen.

1. Bei Herstellung von Bogen und Gewölben.

2. Zur Unterstützung des Bestandes von Bogen und Gewölben.

C. Bogen.

D. Gewölbe. Allgemeines.

E. Die Gewölbearten.

1. Tonnengewölbe.

2. Kappengewölbe (Preußische Kappen).

3. Klostergewölbe (Walmgewölbe, Haubengewölbe).

4. Muldengewölbe.

5. Sphärische Gewölbe.

A. Überhöhte, volle und annähernd volle sphärische Gewölbe.

B. Flache sphärische Gewölbe.

6. Kreuzgewölbe.

7. Teilgewölbe.

8. Zusammengesetzte Gewölbe.

V. Treppen in Haustein.

3. Kapitel. **Holzkonstruktionen.**

Bearbeitet von Karl Stief, Architekt und Hauptlehrer an der Großh. Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

(Mit 606 Abbildungen.)

4. Kapitel. **Eisenkonstruktionen.**

Bearbeitet von Georg Rüth, Diplom-Ingenieur in Firma Dyckerhoff & Widmann in Biebrich a. Rh.

(Mit 480 Abbildungen.)

I. Der Baustoff und die Grundlagen der Berechnung.

A. Das Eisen als Material.

B. Die Grundlagen für die Berechnung der Eisenkonstruktionen.

II. Die Konstruktionselemente.

A. Die Verbindungsmittel der Eisenkonstruktionen.

B. Verlängerung (Stöße), Eck- und Anschlußverbindungen, sowie Kreuzungen von Konstruktionsteilen.

III. Eiserne Säulen.

IV. Balkenträger.

V. Die eisernen Dachkonstruktionen.

5. Kapitel. **Eisenbetonkonstruktionen.**

Bearbeitet von REINHARD WEDER, Ingenieur und Lehrer an dem Technikum Hildburghausen.

(Mit 130 Abbildungen.)

A. Allgemeines.

B. Das Material.

C. Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen.

D. Herstellung der einzelnen Bauteile in Eisenbeton und ihre Verwendung im Hochbau.

E. Die praktische Ausführung.



I. Kapitel.

Der Grundbau.

Bearbeitet von

Karl Esselborn,

Professor an der Großh. Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

(Mit 172 Abbildungen.)

§ 1. Einleitung. Unter »Grundbau« [1]) versteht man das gesamte Fundament,[2]) d. h. den untersten Teil eines Bauwerks, der den von diesem ausgeübten Druck unmittelbar und möglichst gleichmäßig auf den darunter liegenden natürlichen Erdboden, den Baugrund, übertragen und dem Bauwerk eine sichere Unterlage geben soll. Je fester und unnachgiebiger ein Grundbau hergestellt wird und je weniger er vom Wasser angegriffen werden kann, um so standfester und dauerhafter ist das auf ihm ruhende Bauwerk, weil ungleichmäßige Bewegungen im Grundbau Risse und Sprünge in dem Mauerwerk des Gebäudes hervorrufen, ja sogar dessen Bestand gefährden können. Auf die Herstellung des Fundaments ist deshalb die größte Sorgfalt zu verwenden.

Da aber die Zuverlässigkeit und Unbeweglichkeit eines Grundbaues wieder von derjenigen seiner Unterlage, d. h. von der Beschaffenheit und den Wasserverhältnissen des Baugrunds abhängt, und da sich die Ausführungsweise eines Grundbaues nach der Bodenart richtet, so sind vor Herstellung der Fundamente sorgfältige Baugrund-Untersuchungen anzustellen, welche die Aufeinanderfolge, Lagerung, Mächtigkeit, Neigung und Beschaffenheit der Bodenschichten, sowie die Grundwasserverhältnisse und das etwaige Vorkommen von Quellen erkennen lassen. Aus den Ergebnissen dieser Bodenuntersuchungen kann man dann Schlüsse auf die Tragfähigkeit und zulässige Belastung des auch Untergrund genannten Baugrunds ziehen, der in guten, mittleren und schlechten eingeteilt wird. Bei letzterm läßt sich innerhalb gewisser Grenzen eine künstliche Verdichtung und dadurch Verbesserung des Baugrunds durch verschiedene Mittel herbeiführen.

Nur bei festem, unverwitterbarem Felsen kann man unmittelbar nach Einebnung der Oberfläche mit dem Aufmauern des Fundaments beginnen, während in allen andern Fällen der Boden bis zu einer gewissen Tiefe ausgehoben und hierdurch eine Baugrube hergestellt werden muß. Im und am Wasser geschieht dies unter Umschließung der

---

[1]) Vgl. ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. II: »Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN.

[2]) Vgl. auch »Handbuch der Architektur«, 3. Aufl. 1901, 3. Teil, 1. Bd., 2. Abt.: »Fundamente«, bearbeitet von Geh. Baurat Prof. Dr. EDUARD SCHMITT.

Baugrube durch Dämme oder Wände nur dann, wenn das Wasser in dieser entfernt, mithin ihre Trockenlegung vorgenommen werden kann.

Die Gründungsmethoden, deren Wahl außer von der Beschaffenheit des Baugrunds und den Wasserverhältnissen, noch von einer Reihe anderer Umstände abhängig ist, sind sehr verschiedenartig. Vor allem unterscheidet man Fundamente, die von unten nach oben hergestellt werden, den Fundamentaufbau, die Flachgründung, sowie Fundamente, die in den Boden von oben nach unten abgesenkt werden, die Fundamentabsenkung oder Tiefgründung. Zu den Flachgründungen gehören die gemauerten Fundamente, Sand-, Stein- und Betonschüttungen, die Senkkasten- und Mantelgründung, sowie diejenige auf Schwellrost; zu den Tiefgründungen dagegen die Gründungen auf Pfahlrost, sowie die Senkbrunnen-, Senkrohr- und Druckluftgründung.

§ 2. Der Baugrund.

a) **Die Beschaffenheit des Baugrunds,** die hauptsächlich von seiner Festigkeit, d. h. der Widerstandsfähigkeit gegen den Normaldruck der auf ihm errichteten Bauwerke abhängt, aber auch durch die Mächtigkeit der betreffenden Bodenschicht bedingt ist und von deren Neigung, sowie durch das Vorhandensein von Wasser sehr beeinflußt wird, ist für die Wahl des Gründungsverfahrens von großer Wichtigkeit.

In Bezug auf die Festigkeit des Baugrunds uuterscheidet man unpreßbaren und preßbaren. Zu dem erstern sind alle Bodenarten, wie massige, sowie geschichtete, keine Rutschflächen besitzende Felsarten und feste, auf guten Bodenschichten aufruhende Geschiebeablagerungen von mindestens 4 bis 6 m Mächtigkeit, welche die gleiche oder eine größere Druckfestigkeit wie das Fundamentmauerwerk besitzen, zu dem preßbaren Baugrund dagegen alle übrigen Bodenarten zu rechnen.

b) **Die verschiedenen Bodenarten als Baugrund.** Bezeichnet man die unpreßbaren Bodenschichten als sehr guten Baugrund, so kann man die preßbaren in guten, mittleren und schlechten Baugrund einteilen. Zu dem nur in geringem Maße preßbaren guten Baugrund sind, bei einer Mächtigkeit von mindestens 2 bis 3 m, grober, fest gelagerter Kies, Gerölle und die Mischungen von Sand und Ton, ferner zerklüftete Felsen, sowie fester Mergel und ebensolcher Ton zu rechnen, wenn deren Erweichen durch Wasser ausgeschlossen ist.

Als mittlerer Baugrund, der durch die Gebäudelast zwar etwas mehr als guter Baugrund, aber doch in keinem das Bauwerk gefährdenden Maße zusammengepreßt wird, ist fest gelagerter, keine tonigen oder erdigen Bestandteile enthaltender Sand, sowie fester, dem Erweichen durch Wasser nicht ausgesetzter Lehm zu betrachten, während als schlechter Baugrund solcher Boden gilt, der, wie sehr feiner Sand, nasser Lehm und Ton, sowie Dammerde, jedem größeren Druck nachgibt und dabei teilweise seitlich ausweicht.

α) Felsboden in wagerechten, geschlossenen Felsen angehörenden Schichten von 3 bis 4 m Mächtigkeit ist als unbedingt tragfähig anzusehen. Sind dagegen die Felsschichten stark zerklüftet oder liegen sie hohl oder auf geneigten, mit Wasseradern durchzogenen Tonschichten, so müssen für die Gründung von Bauwerken Auspackungen und Ausfüllungen, bzw. Entwässerungen vorgenommen werden.

β) Kies besitzt bei fester Lagerung und einer Mächtigkeit von 3 bis 4 m ebenfalls genügende Tragfähigkeit, verlangt jedoch, daß die auf ihm errichteten Fundamente gegen Frost und die Einwirkung des Wassers, namentlich gegen eine Unterspülung durch fließendes oder wellenschlagendes Wasser geschützt werden.

γ) Sand ist, sobald er festgelagert und körnig, sowie nicht dem unmittelbaren Angriff emporquellenden oder fließenden Wassers ausgesetzt ist, ein guter Baugrund, weil

ein Zusammenpressen ihn nicht seitlich ausweichen, sondern die Sandkörner sich fester aneinander lagern läßt und weil seine Tragfähigkeit mit der Tiefe beträchtlich zunimmt. Bei zu befürchtendem Wasserangriff ist jedoch eine sichere, jede Unterspülung verhindernde Umschließung der Fundamente erforderlich. Auch Trieb- und Flugsand erfordern wegen ihrer leichten Beweglichkeit stets besondere Vorsichtsmaßregeln und mindestens eine künstliche Befestigung.

δ) Ton, Lehm und Mergel geben bei einer Mächtigkeit von 3 m und in trocknem Zustand einen ziemlich guten Baugrund ab, der um so besser erscheint, je größer die Beimengung von Sand ist.

ε) Trümmer von Gebirgen, deren Zwischenräume mit ton- und lehmartigen Erdarten ausgefüllt sind, können bei wagerechter, fester Lagerung und wenn Wasserzutritt nicht möglich ist, ebenfalls genügende Tragfähigkeit zeigen und durch eine aufgebrachte Betonschicht zusammengehalten werden.

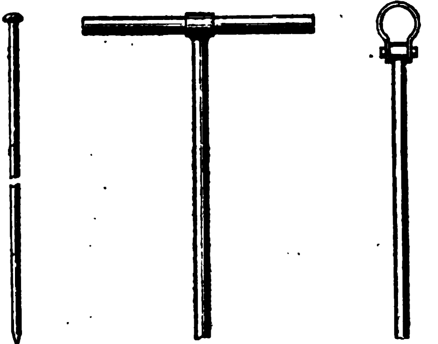
ζ) Humus, Torf, Moor und aufgeschütteter Boden sind als Baugrund nicht verwendbar und müssen abgehoben, bzw. durchteuft oder durch künstliche Befestigung verbessert und dadurch zur Aufnahme der Last eines Bauwerks befähigt werden.

Nur wenn die oberste Erdschicht aus frost- und witterungsbeständigem Felsen besteht, bildet sie einen brauchbaren, unmittelbar zu verwendenden Baugrund. Gewöhnlich sind aber lockere oder verwitterte Bodenschichten vorhanden, die bei nicht zu großer Tiefe bis auf die darunter liegende tragfähige Schicht abgegraben werden. Andernfalls muß durch eine den Verhältnissen entsprechend gewählte Konstruktion und Ausführung des Fundaments dem Bauwerk die nötige Standsicherheit gegeben werden. Während der gute Baugrund die meisten vorkommenden Bauwerke zu tragen vermag, können auf mittelgutem Baugrund — ohne dessen künstliche Befestigung — nur solche Gebäude errichtet werden, die bloß einen verhältnismäßig kleinen Druck ausüben und für die ein geringes Setzen unschädlich ist.

§ 3. Bodenuntersuchungen. Wenn nicht schon genügende Erfahrungen über den betreffenden Baugrund vorliegen, sind vor Ausführung eines Bauwerks stets Bodenuntersuchungen anzustellen, die ermitteln sollen, ob der Untergrund genügend tragfähig ist, wie tief mit den Fundamenten zur Erreichung des festen Bodens hinabgegangen werden muß, ob Grundwasser oder wasserführende Schichten bestehen und ob beim Vorhandensein geneigter Schichten ein Abgleiten des darüber gelagerten Bodens unter der Belastung oder durch Anschneiden zu befürchten ist.

Abb. 1 bis 3. Sondiereisen.

Abb. 1. Mit Knopf. Abb. 2. Mit Querstange. Abb. 3. Mit Bügel.



Dabei müssen diese Bodenuntersuchungen auf größern Baustellen an verschiedenen Punkten, besonders an solchen vorgenommen werden, wo — wie z. B. an Gebäudeecken, sowie unter Säulen und Pfeilern — später die größte Belastung stattfindet. Die für Hochbauten anzustellenden Bodenuntersuchungen erstrecken sich nur selten bis auf 10 m Tiefe und bestehen in dem Sondieren mittels des Sondiereisens, in Bohrungen, in dem Aufgraben des Bodens, im Einschlagen von Probepfählen und Aufbringen von Probebelastungen, sowie neuerdings in der Verwendung des MAYERschen Fundamentprüfers.

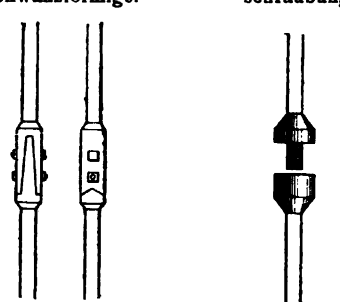
a) **Das Sondieren,** das bei einfachen geologischen Verhältnissen häufig angewendet wird, erfolgt mittels des Sondier- oder Visitiereisens, d. h. einer 2 bis 4 cm starken und 2 bis 3,5 m langen eisernen Stange, die durch Stoßen oder Drehen in den Boden eingetrieben wird, um aus dem dabei sich ergebenden Widerstand die Tiefenlage des festen Baugrunds zu ermitteln. Auch geben die an der Eisenstange hängen bleibenden Erdteilchen einigen Aufschluß über die durchstoßenen Bodenschichten. Zur Handhabung des Sondiereisens dient entweder ein oben befindlicher Knopf (Abb. 1), eine Querstange (Abb. 2) oder ein Bügel (Abb. 3).

b) **Bohrungen,** die bei größerer Untersuchungstiefe und, je nach der Bodenart, mit Erd-, Sand- und Steinbohrern vorgenommen werden, geben durch die mittels der Bohrer aus den 7 bis 15 cm weiten Bohrlöchern heraufgebrachten Erdproben in Verbindung mit den betreffenden Bohrlochtiefen Aufschlüsse über die Beschaffenheit und Mächtigkeit der durchbohrten Schichten.

In leicht beweglichem Boden wie Sand, Kies und Schlamm, sowie beim Vorhandensein mehrerer wasserführenden Schichten sind jedoch die Untersuchungsergebnisse unsicher, weil sich die Bohrlöcher in ihrem untern Teil leicht mit der aus den obern Schichten herabfallenden Erdart, bzw. beim Anbohren der ersten wasserführenden Schicht mit Wasser füllen. Auch müssen Bohrungen unter Wasser und in halbflüssigem Boden in, durch aufgebrachte Belastung oder Einrammen immer tiefer abzusenkenden Futterrohren[3]) vorgenommen werden, die gewöhnlich aus Eisenblech zusammengenietet sind und deren Durchmesser um etwa 4 cm größer als derjenige der Bohrer ist.

Abb. 4 u. 5. Kuppelung von Bohrgestängen.

Abb. 4. Schwalbenschwanzförmige. Abb. 5. Durch Verschraubung.



Die Bohrer, die aus dem eigentlichen, den Boden unmittelbar angreifenden Teil und der bis über das Gelände reichenden Bohrstange oder dem, zuweilen durch ein Seil ersetzten Bohrgestänge bestehen, werden in den Erdboden entweder eingedreht oder eingestoßen. Das zum Drehen oben mit einem Drehhebel versehene Gestänge wird aus 3 bis 5 m langen schmiedeeisernen Stangen von quadratischem, 2,5 bis 3,0 qcm großem Querschnitt gebildet, deren Kuppelung am besten schwalbenschwanzförmig (Abb. 4),[4]) seltener durch die leichter sich lösende Verschraubung (Abb. 5) hergestellt wird. Die zu den Bohrungen verwendeten Bohrer sind:

α) Erdbohrer, die für weichere Erdarten und geringere Tiefen benutzt werden, besitzen einen Durchmesser von 10 bis 15 cm und eine zylindrische oder löffelartige Gestalt. Im erstern Fall ist der hohle Stutzen entweder ein vollständiger Zylinder (Abb. 6) oder — am häufigsten — ein an der Seite aufgeschlitzter (Abb. 7); in beiden Fällen endigt der Hohlzylinder an seinem untern Ende in einen Teil eines Schraubengangs, durch den die Erde beim Drehen des Bohrers in diesen gepreßt wird und mit ihm herausbefördert werden kann.

Bei nur halbkreisförmigem oder noch kleinerm Umfang wird der zylinderförmige Bohrer zum Schaufelbohrer (Abb. 8), der bei zäheren Erdarten wie Ton und Lehm,

[3]) Es mag unter »Röhre« der eigentliche Hohlraum, unter »Rohr« dagegen der zu dessen Umschließung dienende Körper verstanden werden.

[4]) Die Abb. 4 bis 18, 42 u. 47 bis 52 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, I. Teil, 3. Bd., Kap. 1: »Der Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. von Willmann, entnommen.

aber auch oft nur zum Vorbohren Verwendung findet, so daß das Bohrloch durch einen zweiten, spitz zulaufenden Löffelbohrer (Abb. 9) erweitert wird, der, wenn er nach Abb. 10 ohne Rücken gebildet ist, den Tonboden nicht nur schneidet, sondern ihn auch beim Herausziehen festhält.

Abb. 6 bis 12. Erdbohrer.

Abb. 6 u. 7. Zylinderförmiger. Abb. 8. Schaufelbohrer. Abb. 9. Löffelbohrer. Abb. 10. Reifartiger. Abb. 11. Trepanierbohrer. Abb. 12. Amerik. Zunge

Demselben Zweck dienen in weichem Gestein der mit S-förmigem Querschnitt und zwei Schneiden versehene Trepanierbohrer (Abb. 11), sowie die amerikanische Zunge (Abb. 12), deren mehrfache Schraubenwindungen beim Emporheben des Bohrers etwas Erde mit herausbringen.

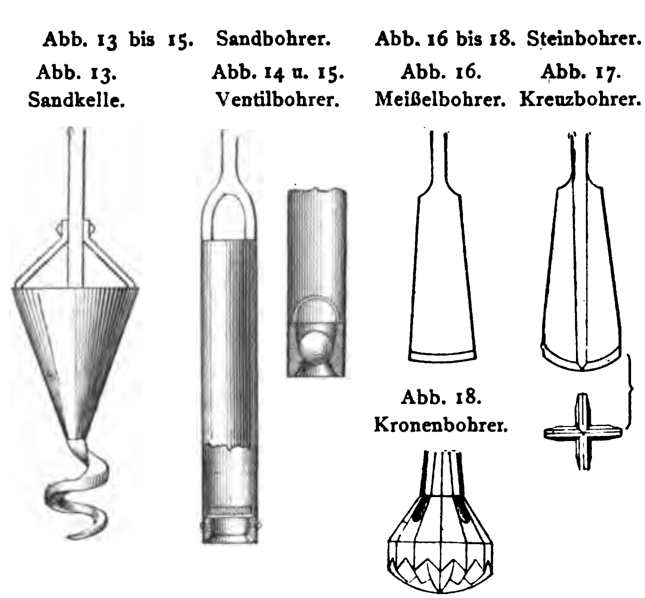


Abb. 13 bis 15. Sandbohrer. Abb. 13. Sandkelle. Abb. 14 u. 15. Ventilbohrer.

Abb. 16 bis 18. Steinbohrer. Abb. 16. Meißelbohrer. Abb. 17. Kreuzbohrer. Abb. 18. Kronenbohrer.

β) Sandbohrer, die halbflüssigen Boden, Sand und feinen Kies gleichsam schöpfen, werden gedreht oder gestoßen und seltener als Sandkelle (Abb. 13), häufiger als Ventilbohrer (Abb. 14 u. 15), verwendet. Die erstere besteht aus einem oben offenen, unten mit einer Schraube versehenen Kegel, letzterer aus einem hohlen Zylinder, dessen unten angebrachtes Klappen- (Abb. 14) oder Kugelventil (Abb. 15) sich beim Auf- und Niederbewegen des Bohrers abwechselnd öffnet und schließt und hierdurch den Sand in den Blechzylinder eintreten läßt, bzw. darin festhält.

γ) Steinbohrer. Zur Herstellung eines Bohrlochs in steinigem Baugrund wird der mit einer Schneide versehene Meißelbohrer (Abb. 16) am meisten, daneben aber auch der, zwei Schneiden besitzende Kreuzbohrer (Abb. 17), sowie der mit mehreren sich

kreuzenden Meißelschneiden ausgestattete Kronenbohrer (Abb. 18) verwendet. Diese Bohrer zertrümmern nach jedesmaligem Heben durch ihr Niederfallen das Gestein; doch müssen die beiden erstgenannten, um stets neue Stellen zu treffen, nach jedem Schlag etwas gedreht werden. Auch muß zur Förderung der Arbeit Wasser in das Bohrloch geschüttet und aus diesem von Zeit zu Zeit der Bohrschlamm entfernt werden.

Durch die im Bergbau vielfach, für Baugrunduntersuchungen aber wohl nur selten angewandten Diamantringbohrer[5]) erhält man feste Kerne der durchbohrten Schichten, die eine Prüfung des Gesteins auf dessen Festigkeit gestatten.

c) **Das Ausgraben des Bodens**, an verschiedenen Punkten der Baustelle vorgenommen, ist die sicherste, aber auch kostspieligste Bodenuntersuchung und läßt nicht allein die Beschaffenheit, sondern auch die Aufeinanderfolge, Lagerung und Mächtigkeit der verschiedenen Bodenschichten erkennen.

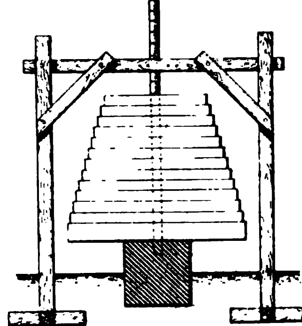
Erstrecken sich diese Ausgrabungen auf größere Tiefen, so entstehen Probe- oder Versuchsschächte mit 1,5 bis 2,0 qm Querschnittsfläche, die je nach der Standfähigkeit des Bodens mit und ohne Auszimmerung, im erstern Fall rechteckig, im letztern dagegen häufig kreisrund hergestellt werden.

d) **Das Einschlagen von Probepfählen**, ein den Bodenuntersuchungen mittels des Sondiereisens ähnliches Verfahren gibt wie jenes nur über die Widerstandsfähigkeit, nicht aber über die sonstige Beschaffenheit des Baugrunds Aufschluß und wird hauptsächlich zur Ermittelung der Pfahllänge eines nötig werdenden Pfahlrosts angewendet.

e) **Probebelastungen**, durch welche die Tragfähigkeit des Bodens auf der Baugrubensohle gefunden wird, sollten für größere Bauausführungen und bei zusammendrückbarem Boden trotz sonstiger Bodenuntersuchungen stets vorgenommen werden, weil die Kenntnis der Beschaffenheit des Untergrunds allein keine untrüglichen Schlüsse auf dessen Tragfähigkeit gestattet.

Bei derartigen Belastungsversuchen werden, auf der Sohle der Baugrube verlegt, meistens Bohlen oder eine widerstandsfähige, nicht zu kleine Platte von bestimmter Größe langsam und stetig, unter Vermeidung von Erschütterungen, mit schweren Gegenständen, wie z. B. Eisenbahnschienen, so lange belastet, bis sich eine geringe Einsenkung zeigt. Alsdann kann aus der Größe der Belastung und derjenigen der Druckfläche die Tragfähigkeit und aus dieser die zulässige Belastung des Baugrunds für die Flächeneinheit berechnet werden (vgl. § 4).

Abb. 19. Belastungsvorrichtung.



Sichere Ergebnisse lassen sich durch eine Belastungsvorrichtung (Abb. 19)[6]) erzielen, die darin besteht, daß man einen Mauerwürfel von 1 m Seitenlänge, etwa 0,5 m tief in die Baugrubensohle eingreifend, aus Klinkern oder großen, lagerhaften Steinen herstellt und auf ihm die aufgebrachte Belastung einige Tage beläßt. Eine etwaige Einsenkung läßt sich mit Hilfe des wagerechten Gerüstholzes an einer in den Mauerklotz eingemauerten, in Zentimeter eingeteilten Latte ablesen.

f) **Der Mayersche Fundamentprüfer**, durch den bei nachgiebigem Boden die Beziehungen zwischen der auf die Flächeneinheit stattfindenden Belastung und der durch sie hervorgerufenen Einsenkung des Bodens zahlenmäßig sich ergeben, läßt erkennen, ob eine bestimmte Belastung den Baugrund nicht übermäßig belastet.

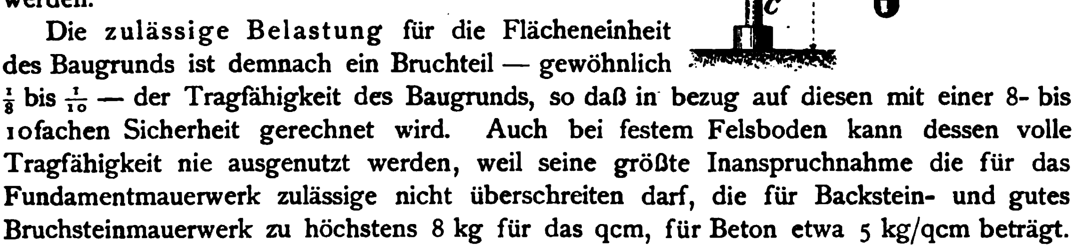
[5]) A. Dieck, »Über die Anwendung des Diamant-Gesteinsbohrers« in der Deutschen Bauz. 1876, S. 405 ff.

[6]) O. Lehmann, »Untersuchungen der Tragfähigkeit des Baugrundes für Hochbauten« in der Deutschen Bauz. 1881, S. 403.

Dieser Fundamentprüfer besteht aus drei zusammengeschraubten Teilen A, B und C (Abb. 20 u. 21),[7] von denen der obere A einen Federkraftmesser von 30 kg Tragkraft enthält, an den mit Hilfe der Stange B die auswechselbaren Preßstempel C, die eine Fläche von 5, 10, 15 und 20 qcm haben, befestigt sind. Mittels der beiden aufklappbaren Handgriffe H wird der Stempel so lange senkrecht gegen den zu untersuchenden Boden gedrückt, bis sich in diesem ein merkbarer Eindruck zeigt. Der hierbei ausgeübte, durch den Zeiger J an der Teilung des Kraftmessers angegebene Druck, dividiert durch die Querschnittsfläche des Stempels, ergibt den Druck auf die Flächeneinheit, d. h. die Tragfähigkeit des Baugrunds. Dabei ist aus einer größern Anzahl von Versuchen, die nur an frisch ausgegrabenen, an den Prüfungsstellen sorgfältig geebneten Baugruben vorzunehmen sind, der Mittelwert der Berechnung zugrunde zu legen.

Abb. 20 u. 21. Fundamentprüfer.

Abb. 20. Ansicht. Abb. 21. Querschnitt.



§ 4. Tragfähigkeit und zulässige Belastung des Baugrunds.

Die Tragfähigkeit eines Baugrunds ist die auf die Flächeneinheit bezogene Grenzbelastung k, die den Boden so zusammenpreßt, daß sie bei nur geringer Vermehrung einzusinken beginnen würde. Diese volle Tragkraft des Bodens darf jedoch — von festem Felsuntergrund abgesehen — nie ganz ausgenutzt, sondern nur ein Teil davon als zulässig angenommen werden.

Die zulässige Belastung für die Flächeneinheit des Baugrunds ist demnach ein Bruchteil — gewöhnlich $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ — der Tragfähigkeit des Baugrunds, so daß in bezug auf diesen mit einer 8- bis 10fachen Sicherheit gerechnet wird. Auch bei festem Felsboden kann dessen volle Tragfähigkeit nie ausgenutzt werden, weil seine größte Inanspruchnahme die für das Fundamentmauerwerk zulässige nicht überschreiten darf, die für Backstein- und gutes Bruchsteinmauerwerk zu höchstens 8 kg für das qcm, für Beton etwa 5 kg/qcm beträgt.

Soll der Boden mit n facher Sicherheit eine Gebäudelast L tragen, so ist die erforderliche Grundfläche F des Fundaments in qcm, wenn k die Tragfähigkeit des Baugrunds in kg/qcm bedeutet,

$$F = \frac{L}{\frac{1}{n} \cdot k}. \tag{1}$$

Jede auf einer sichern Unterlage ohne Gleitschichten oder Hohlräume ruhende Bodenschicht von genügender Mächtigkeit besitzt eine gewisse Tragfähigkeit, die durch Belastungsversuche (vgl. § 3, e) ermittelt werden kann. Hat die hierbei verwendete Platte eine Grundfläche von F qcm und sei die aufgebrachte, der vollen Tragkraft des Baugrunds gleichkommende Belastung gleich L kg, so findet sich die Tragfähigkeit k in kg/qcm zu

$$k = \frac{L}{F} \tag{2}$$

[7]) P. Roloff, »Vorrichtungen zur Untersuchung der Festigkeit des Baugrundes« im Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 427 f.

und die zulässige Belastung σ bei $n$facher Sicherheit

$$\sigma = \frac{L}{n \cdot F}. \tag{3}$$

Sei z. B. die Grundfläche F der Platte gleich 1 qm = 10000 qcm und die aufgebrachte Belastung L = 250000 kg, so beträgt nach Formel 2 die Tragfähigkeit des betreffenden Baugrunds

$$k = \frac{250000}{10000} = 25 \text{ kg/qcm},$$

und dessen zulässige Belastung bei 10facher Sicherheit nach Formel 3:

$$\sigma = \frac{250000}{10 \cdot 10000} = 2{,}5 \text{ kg/qcm}.$$

Diese durch Belastungsversuche ermittelte Tragkraft des Baugrunds, auf die allerdings auch die Größe und Gestalt der Fundamentfläche von Einfluß ist, weil bei gleicher Einheitsbelastung die Senkung mit der Größe und gedrängten Form der Grundfläche zunimmt,[8]) wird bei den Tiefgründungen in Sand- und Kiesboden noch durch die Reibung zwischen den Seitenwandungen des Fundamentkörpers und dem Baugrund, sowie bei nachgiebigen Bodenarten dadurch vergrößert, daß, je tiefer die Gründung erfolgt, die untern Lagen um so mehr zusammengepreßt werden.

Die erfahrungsmäßig zulässige Belastung bestimmter Bodenarten, die im allgemeinen mit Vorsicht aufzunehmen und nicht unmittelbar auf verschiedene Orte übertragbar ist, beträgt bei genügender Mächtigkeit der Schichten:

1.	für harten Fels	6	bis	18 kg/qcm
2.	» festgelagerten Sand und Kies	2,5	»	6,0 »
3.	» trocknen Ton- und Lehmboden	2,5	»	5,0 »
4.	» nassen Ton- und Lehmboden	1,5	»	2,0 »
5.	» weichen Sandstein, Mergel und Kreide	1,2	»	1,8 »
6.	» Alluvialboden	0,8	»	1,5 »

§ 5. Künstliche Verbesserung des Baugrunds. Bei unbedeutenderen Bauten oder so tiefliegendem tragfähigen Boden, daß die Hinabführung der Fundamente bis zu diesem zu große Kosten verursachen würde, kann nachgiebiger, zusammendrückbarer Boden innerhalb gewisser Grenzen künstlich verdichtet und dadurch verbessert werden, wobei jedoch zu untersuchen ist, ob die Fundamentsohle über oder unter dem Grundwasser liegt.

a) **Bei über dem Grundwasser liegender Fundamentsohle** kann die Verdichtung und Verbesserung des Baugrunds erfolgen:

α) Durch Belastung, indem man die Baugrubensohle mit einer Bohlenlage versieht und diese mit alten Eisenbahnschienen oder großen Steinen gleichmäßig belastet. Doch ist dieses Verfahren zeitraubend und nicht sehr erfolgreich.

β) Durch Abrammen oder Abwalzen der Baugrubensohle mit Handrammen, bzw. schweren Walzen, wodurch der Boden ebenfalls nur auf eine geringe Tiefe gedichtet wird. Auch kann diese Dichtungsart bei nassem Lehm- und Tonboden, sowie lockerm Sandboden überhaupt nicht angewendet werden.

γ) Durch Begießen oder Einschwemmen lockerer Sand- und Kiesschichten, wodurch deren einzelne Teilchen sich dichter aneinander lagern.

---

[8]) Fr. Engesser, »Zur Theorie des Baugrundes« im Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 308.

δ) Durch Einstampfen von Steinen, wobei Steinschlag in zwei bis drei, 25 bis 30 cm starken Schichten mittels schwerer Handrammen in den Baugrund eingerammt wird. Noch besser erfolgt dessen Dichtung, wenn größere Steine hochkantig auf die Baugrubensohle gestellt und mittels einer Zugramme (vgl. § 14, c, α) festgestampft werden.

ε) Durch Sand- oder Beton-Zylinder, die in der Weise hergestellt werden, daß man durch Einschlagen und Wiederherausziehen von Pfählen zylindrische Hohlräume in dem Baugrund bildet und diese mit reinem Sand oder Beton ausstampft. Dabei wird durch das Einrammen der Pfähle eine Verdichtung des Bodens bewirkt und diese mittels der Sand- oder Betonzylinder aufrecht erhalten, die, wenn sie bis auf feste Bodenschichten hinabreichen, gleichsam tragende Pfeiler bilden.

ζ) Durch Zementeinpressung, die jedoch nur bei lockern Sand- und Kiesschichten empfehlenswert ist.

b) Bei unter dem Grundwasser liegender Fundamentsohle erreicht man eine Verbesserung des Baugrunds:

α) Durch Einrammen hölzerner Pfähle von 1 bis 2 m Länge, die den Boden um so mehr dichten, je näher sie beieinander gestellt werden; doch darf dies nicht in solchem Maß geschehen, daß beim Einrammen neuer Pfähle hierdurch ein Emporheben anderer bewirkt wird.

β) Durch Einblasen von Zementpulver[9]) mittels eiserner Rohre und Druckluft in lockere Kies- oder Sandschichten, die sich dabei unter der Einwirkung des Wassers in einen festen betonartigen Steinkörper verwandeln.

γ) Durch Einpressen flüssigen Zementbreies[10]) in Sand- und Kiesboden, wodurch dieser ebenfalls eine betonartige Beschaffenheit erhält.

δ) Durch Entwässerung oder Absenken des Grundwasserspiegels, wobei die hierdurch erreichte dauernde Trockenlegung namentlich nassen Ton- oder Lehmboden tragfähig macht, während das durch Abpumpen erzielte Absenken des Grundwasserspiegels auch Sandschichten eine festere Lagerung verleiht.

Die Entwässerung erfolgt gewöhnlich entweder mittels der aus Ton hergestellten, stumpf aneinander gelegten, 5 bis 10 cm weiten und 25 cm langen Drainrohre, oder mit Hilfe von 25 bis 30 cm breiten, mit Steinen ausgefüllten Sickergräben, welche wie die Drainrohre ein Sohlengefälle von 1 : 150 bis 1 : 100 erhalten.

ε) Durch das Gefrierverfahren von Poetsch,[11]) mit dessen Hilfe leicht bewegliche wasserführende Erdschichten, die tragfähigen Boden überlagern, durch Zufuhr künstlich erzeugter Kälte vorübergehend, d. h. für die Dauer der Ausführung einer Brunnen-, Kasten- oder Senkrohrgründung in eine fest zusammengefrorene Masse verwandelt wird. Doch ist dieses Verfahren nur bei so großen Gründungstiefen empfehlenswert, bei denen die Druckluftgründung nicht mehr zur Anwendung kommen kann.

§ 6. Herstellung, Umschließung und Trockenlegung der Baugrube.

Da nur bei frostbeständigen Felsarten nach Herstellung einer ebenen Oberfläche das Aufmauern der Fundamente unmittelbar beginnen kann, so ist in allen andern Fällen mit der Fundamenttiefe mindestens bis zur Frostgrenze, im gemäßigten Klima 1 bis 1,25 m tief, hinabzugehen und zu diesem Zweck der Boden auszuheben, d. h. eine Baugrube herzustellen.

---

[9]) »Verfahren zur Bodenbefestigung durch Einführung eines staubförmigen Bindemittels mittels gepreßter Luft, gespannten Dampfes oder Druckwasser« im Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338.

[10]) »Befestigung wasserdurchlässigen Untergrundes mittels flüssigen Zements« in der Baugewerksz. 1898, S. 1501 f.

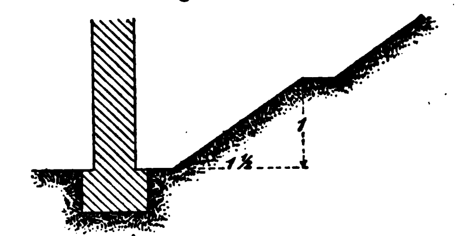
[11]) Poetsch, »Gefrierverfahren bei Tiefbauten«, in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 1125 ff.

a) **Die Herstellung der Baugrube**, deren Ausdehnung sich nach dem Umfang der Fundamente und der gewählten Gründungsart richtet und deren Tiefe von den Boden- und Wasserverhältnissen abhängt, erfolgt im trocknen am besten so tief, daß eine vollkommen tragfähige Bodenschicht ihre Sohle bildet. Dabei können entweder nur für die Außen- und Innenwände des betreffenden Gebäudes Fundamentgräben hergestellt werden, oder es muß, wenn der Bau Keller erhalten soll, die Ausgrabung bis zu deren Sohle stattfinden. In dieser einheitlichen Baugrube werden dann die Fundamentgräben, die meistens nur eine geringe Tiefe haben und deren Sohlenbreite derjenigen des Fundaments entspricht, noch besonders ausgehoben.

Größere Baugruben erhalten gewöhnlich solche Abmessungen, daß rings um das Fundamentmauerwerk noch ein 0,5 m breiter Umgang bleibt; bisweilen wird auch an einer oder zwei Seiten ein solcher von 1,0 bis 1,5 m Breite zur Lagerung und Beförderung von Baumaterialien angeordnet. Auch bei Pfahlrostgründungen erhält die Baugrube, namentlich wenn sie nach ihrer Umschließung trocken gelegt wird, meistens einen größern Umfang, damit man in ihr Rammen und Pumpen aufzustellen, sowie Baustoffe zu lagern vermag.

α) Die Wandungen der Baugrube können bei geringer Tiefe und festerm Boden zur Ersparung von Erdarbeit senkrecht oder nur wenig geneigt hergestellt werden. Bei größern Tiefen und bei weniger haltbarem Erdreich jedoch müssen die Grubenwandungen flachere, bis zu 1½malige Böschungen erhalten, die bei sehr tiefen Baugruben in senkrechten Abständen von 1,5 bis 2,0 m noch mit wagerechten, mindestens 0,5 m breiten, auch zur Lagerung und zum Befördern von Baumaterialien dienenden wagerechten Absätzen versehen werden, die Bermen oder Bankette heißen (Abb. 22).

Abb. 22. Baugrubenwandung mit 1½maligen Böschungen und Banketten.



Sollen dagegen tiefe Baugruben in lockerm Boden mit senkrechten Grubenwänden, die bei städtischen Bauten Raummangels wegen fast immer erforderlich sind, hergestellt werden, so sind die Erdwandungen abzuspreizen oder abzusprießen, d. h. mit einer Zimmerung zu versehen. Bei einer solchen wird nach Abb. 23 das zu stützende Erdreich gewöhnlich mit wagerechten 4 bis 6 cm dicken Schalbohlen bekleidet, die durch vorgeschlagene, in Abständen von 1,25 bis 2,0 m stehende Pfähle gehalten werden, die ihrerseits — wenn nötig — durch Streben, ähnlich wie in Abb. 24,[22]) gestützt oder nach hinten verankert werden.

Ab. 23. u. 24. Wagerechte Zimmerung.

Abb. 23. Ohne Verstrebung. Abb. 24. Mit Verstrebung.

Die Bretter- oder die Bohlenverschalung enger Baugruben wird mittels senkrechter, 1,5 bis 2,0 m voneinander entfernten. Brusthölzer genannten Leisten, die den Druck

[22]) Die Abb. 24 u. 25 sind ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. II: »Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN, entnommen.

mehrerer Bohlen auf eine gemeinsame Steife übertragen und gegen die man die wagerechten Sprießen festkeilt, gegeneinander abgesteift (Abb. 25).

Statt der hölzernen, 12 bis 15 cm starken Steifen verwendet man vorteilhaft eiserne Absteifungsschrauben (Abb. 26),[13]) die leicht verlängert und verkürzt werden können, wodurch die Beseitigung der Absteifung sehr erleichtert wird.

Abb. 25. Abspreizung enger Baugruben. M. 1 : 40.

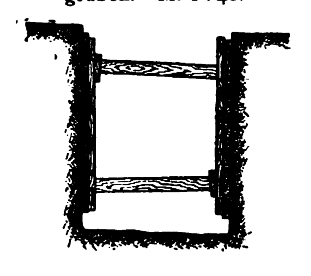
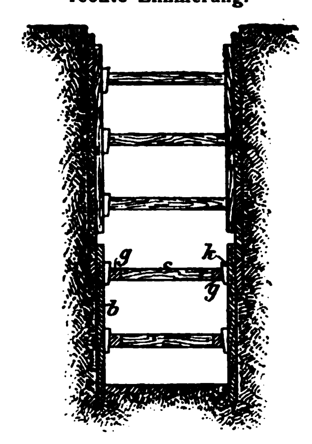


Abb. 26. Absteifungsschrauben.



Abb. 27. Wagerechte und senkrechte Zimmerung.



Bei starkem Grundwasserandrang wird die wagerechte Zimmerung nur bis zum Grundwasserspiegel beibehalten, während von da an die Schalbohlen senkrecht in den Boden eingetrieben werden (Abb. 27). Bei dieser senkrechten Zimmerung, die besonders für engere Baugruben und bei sehr beweglichem Boden zur Anwendung kommt, wird der Druck der senkrecht stehenden Schalbohlen *b* auf 10 bis 12 cm starke wagerechte Gurthölzer *g* übertragen, zwischen denen die Steifen *s* sitzen, wobei durch Keile *k* eine kräftige Absteifung erzielt wird.

Hat man in der Nähe eines Gewässers in durchlässigem Erdboden, wie Kies und Sand, eine trocken zu legende Baugrube herzustellen, so ist deren dem Wasser zugekehrte Seitenwand zu dichten, was am besten durch eine kräftige Spundwand (vgl. § 6, b, ε) geschieht, deren Wasserdichtheit noch durch einen hinter ihr einzubringenden Tonschlag erhöht werden kann.

Kommt das Bauwerk unmittelbar an das Wasser zu stehen, so muß die diesem zugekehrte Seite der Baugrube einen künstlich hergestellten Abschluß erhalten, der aus Spund- oder Pfahlwänden, sowie aus Fangdämmen (vgl. § 6, b) bestehen kann und zur Verhinderung einer Hinterspülung genügend weit in das Ufer einbinden muß.

Abb. 28 u. 29. Gewöhnliche Schaufel und Spaten. Abb. 30 u. 31. Schlesische Schaufel.



β) Das Ausheben des Bodens im Trocknen. Der zur Herstellung der Baugrube auszuhebende Boden muß häufig vorher gelöst werden, was je nach der Erdart mit verschiedenen Werkzeugen, meistens aber durch Abgraben, bei festem Gestein durch Sprengungen mit Pulver geschieht.

[13]) Die Abb. 26 ist dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1903, 3. Teil, 4. Bd.: »Die Entwässerung der Städte«, bearbeitet von Geh. Baurat Prof. A. Frühling, entnommen.

Bei Erdarten, wie trockner Sand, loser Kies und Gerölle, die sich ohne weiteres fortschaufeln lassen, benutzt man für die erforderlichen Erdarbeiten[14]) gewöhnliche Schaufeln und Spaten (Abb. 28 u. 29)[15]), bei dem sog. Stichboden dagegen, d. h. bei solchen Erdarten, die sich, wie Gartenerde und die aus Ton und Sand gemischten Bodenarten, noch mittels eines mit geradliniger Schneide und einem Handgriff versehenen Spatens stechen lassen, mit Vorteil die schlesische Schaufel (Abb. 30 u. 31), deren keilförmiges Blatt den Boden leicht ablöst und deren gebogene Form ihn gut faßt und werfen läßt.

Abb. 32 u. 33. Breithacke. Abb. 34. Spitzhacke.

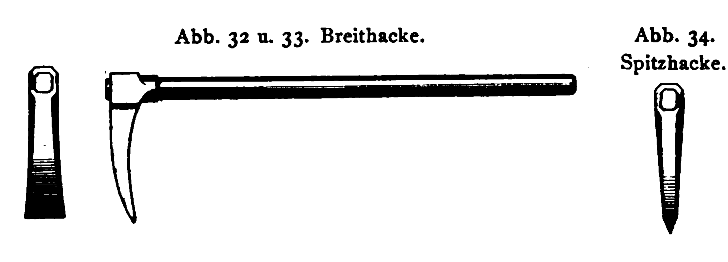
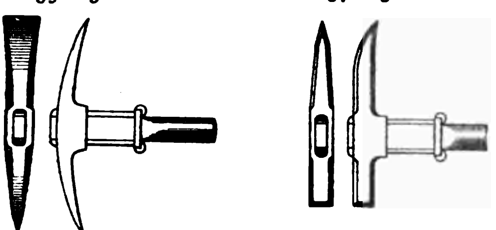


Abb. 35 u. 36. Kreuzhacke. Ab. 37 u. 38. Keilhaue.

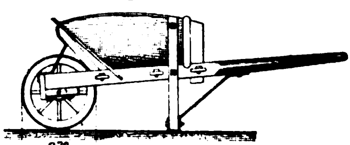


Erdarten, welche, wie die zähen Tonarten, Mergel und grober Kies, einer Auflockerung bedürfen, ehe sie geschaufelt werden können, sind mit der Breithacke oder Breithaue (Abb. 32 u. 33) zu lösen, während dies bei verwitterten Felsen, schieferartigen Gesteinen und dergleichen mit der Spitzhacke oder Einspitze (Abb. 34), der Kreuzhacke (Abb. 35 u. 36), der Keilhaue (Abb. 37 u. 38) und dem Brecheisen geschieht.

Bei festern, mit Pulver oder Dynamit zu sprengenden Felsarten werden gewöhnlich mit Handbohrern genügend tiefe Löcher gebohrt, die geladen, d. h. entweder zum Teil mit dem explodierenden Stoff oder einer Sprengpatrone gefüllt, dann verdämmt, d. h. mit einem im obersten Teil meistens aus Lehm bestehenden Pfropfen geschlossen werden, worauf der im Bohrloch befindliche Sprengstoff mit Hilfe einer vorher eingeführten Zündschnur oder auf elektrischem Wege zur Detonation gebracht, d. h. entzündet wird.

Abb. 39 u. 40. Hölzerne Schiebkarre.

Abb. 39. Seitenansicht.



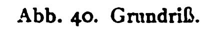


Abb. 40. Grundriß.

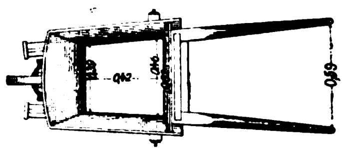
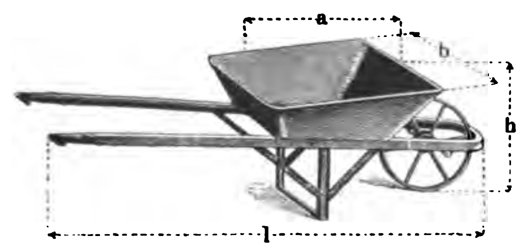




Abb. 41. Eiserne Schiebkarre.



Die gelösten Bodenmassen werden in der Regel mit der Schaufel aus der Baugrube geworfen, wobei, falls diese über 2 m tief ist, und die Böschungen keine Bermen besitzen, ein, Zwischengerüste und Bühnen erforderlich machendes Umwerfen nötig ist.

[14]) Vgl. auch ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. I: »Erdbau«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN.

[15]) Die Abb. 28 bis 38 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1905, 1. Teil, 2. Bd., Kap. I: »Ausführung der Erd- und Felsarbeiten«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN, entnommen.



Zum Beiseiteschaffen des ausgehobenen Bodens verwendet man bei Neubauten mit beschränktem Bauplatz, wie bei den an städtischen Straßen gelegenen, Schiebkarren, die entweder aus Holz (Abb. 39 u. 40)[16] oder aus Eisen (Abb. 41)[17] hergestellt sind und einen Fassungsraum von etwa $\frac{1}{15}$ cbm besitzen. Die Schiebkarren bestehen aus einem Kasten, dessen Ladung zum Teil durch die Radachse unterstützt, zum Teil mittels der seitlich angebrachten und durch senkrechte Stützen in bequemer Höhenlage erhaltenen Handhaben, Karrbäume genannt, von dem Arbeiter getragen wird.

Zur Verringerung der Reibung zwischen Rad und Erdboden dienen Bohlenbahnen aus 21 bis 24 cm breiten und 4 bis 6 cm starken, möglichst langen Bohlen aus nicht zu weichem Holz, deren Enden, um ein Absplittern zu verhüten, mit Bandeisen umnagelt werden.

Da für Schiebkarren als Grenze der Förderweite 80 bis 120 m anzunehmen sind, so verwendet man bei größern Bauten auf umfangreichern Bauplätzen sog. Feldbahnen und befördert auf diesen den ausgehobenen Boden in Kippwagen, bei denen sich meistens nur eine Seitenwand herunterklappen läßt, und die nur einen Inhalt von höchstens $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ cbm besitzen, weil größere Wagen nicht mehr von Menschen fortbewegt werden können.

Die Schienengleise, deren Spurweite 40 bis 70 cm beträgt, stellt man als etwa 5 m lange Gleisjoche her, die bequem zu heben und zu tragen sind und die, mit hölzernen oder eisernen Querschwellen, ohne Unterbettung auf den Erdboden verlegt werden. An den Schienenstößen erfolgt die Verbindung der Schienen in einfachster Weise durch Einhaken der an ihnen befestigten Laschen oder mittels kleiner umzudrehender Bügel.

γ) Das Ausheben des Bodens unter Wasser, das bis 0,35 m Tiefe noch durch Ausgraben geschehen kann, erfordert bei größern Wassertiefen, welche bei Hochbauten jedoch selten vorkommen, Bagger, die entweder Handbagger, Maschinenbagger oder Wasserdruck- und Luftdruckbagger sein können.

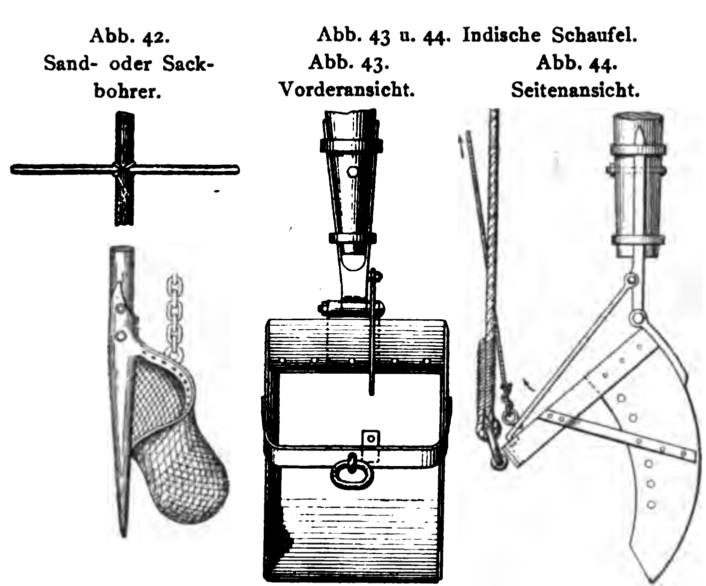


Abb. 42. Sand- oder Sackbohrer.

Abb. 43 u. 44. Indische Schaufel. Abb. 43. Vorderansicht. Abb. 44. Seitenansicht.

Zu den Handbaggern gehören der Sand- oder Sackbohrer (Abb. 42), sowie die indische Schaufel. Der erstere besteht aus einem Sack, der an einem zugeschärften, mit eiserner Spitze versehenen Rahmen befestigt ist und sich beim Drehen des Bohrers mittels der an ihm angebrachten Stange mit Erde füllt und dann von dem Arbeiter herausgehoben und entleert wird.

Die, besonders bei Brunnenabsenkungen (vgl. § 15) benutzte indische Schaufel (Abb. 43 u. 44)[18] besteht aus einer um ein Gelenk drehbaren und an einer Stange

[16]) Die Abb. 39 u. 40 sind ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. I: »Erdbau«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN, entnommen.

[17]) Die Abb. 41 ist der Preisliste des Eisenhüttenwerks Thale am Harz entnommen, das die Schiebkarren in verschiedenen, den in der Abbildung eingeschriebenen Bezeichnungen entsprechenden Größen liefert.

[18]) »Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn« in der Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 41 u. Bl. 19.

befestigten Schaufel, die in senkrechter Stellung, durch einen Haken in dieser erhalten, in den Boden gedrückt, dann, nach Lösung jenes Hakens durch Anziehen des dünnen Seils, mittels des dicken in die wagerechte Lage gedreht und mit dem auf ihr lagernden Boden herausgezogen wird.

Unter den mit Maschinenkraft betriebenen Baggern sind die Zangen- oder Klauenbagger, welche, wie die indische Schaufel wirkend, den Boden mit viertelzylindrischen Kübeln fassen, sowie bei großen Wassertiefen die Eimer- und Schaufel-Kettenbagger, die mittels der an einer Kette ohne Ende befestigten Eimer oder Schaufeln den Boden schöpfen und heraufbringen, die gebräuchlichsten.

Von den durch Wasser- oder Luftdruck betriebenen Pumpenbaggern oder Sand- und Schlammpumpen haben sich der LESLIEsche Heber, der ROBERTSONsche Druckwasserbagger, JAUDINs Preßluftbagger u. a. besonders bei Brunnengründungen (vgl. § 15) bewährt. Der LESLIEsche Heber[19]) besteht aus einem bis über die Wasseroberfläche reichenden, mit einem den Boden lösenden Bohrer versehenen Heberrohr, in welchem, wenn es mit Wasser gefüllt und im Innern des zu senkenden Brunnens ein höherer Wasserstand als außen erhalten wird, eine den gelösten Boden mitreißende und zutage fördernde Strömung von unten nach oben entsteht.

Abb. 45. ROBERTSONS Druckwasserbagger.

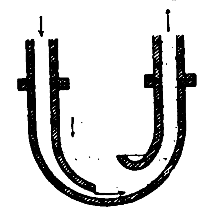
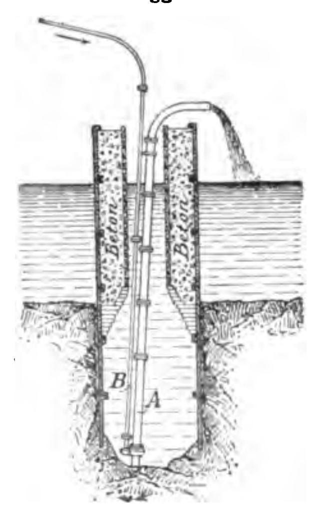


Abb. 46. JAUDINS Preßluftbagger.



Bei dem ROBERTSONschen Druckwasserbagger (Abb. 45)[20]) wird ein unter starkem Druck austretender Wasserstrahl zum Heben des von dem Wasser mit fortgerissenen Bodens benutzt, während bei JAUDINs Preßluftbagger (Abb. 46)[21]) die durch das Rohr *B* eingepreßte Luft den mit Wasser vermengten Boden durch das Rohr *A* ausströmen läßt.

Zum Herausholen einzelner unter Wasser befindlicher Steine dient die Steinzange,[22]) bei der bei geringer Wassertiefe beide Zangenhälften mit Stielen versehen sind, während bei größern Tiefen sich nur an dem einen Arm ein Stiel, an den andern dagegen ein Seil oder eine Kette befindet. Größere Steine werden mit der Greifzange oder Teufelsklaue gefaßt, die aus zwei mit mehreren Zinken versehenen Armen besteht, die bis über den Wasserspiegel reichende Verlängerungen besitzen.

b) Die Umschließung der Baugrube, die bei einer in offnem Wasser herzustellenden erforderlich wird, kann durch Erddämme, einfache und Kasten-Fangdämme, sowie durch Pfahl- und Spundwände erfolgen. Doch kommt es bei Hochbauten nicht häufig vor, daß diese unmittelbar am Wasser, und noch seltener, daß sie in diesem selbst zu errichten sind.

α) Erddämme, die am besten aus Kleierde, d. h. einem Gemisch aus Ton- und Sandboden hergestellt werden, besitzen keine große Wasserdichtheit und sind nur bei geringer Wassertiefe und nicht zu befürchtenden Angriffen durch bewegtes Wasser verwendbar.

β) Einfache Fangdämme (Abb. 47), die eine Höhe bis zu 1,5 m erhalten können, bestehen aus einer entweder als einfache Bretterwand (Abb. 48) oder als Stülp-

[19]) KUBALE, »Heber-Fundierung für Straßen- und Eisenbahnbrücken«, in der Deutschen Bauz. 1873, S. 84 ff.

[20]) FRANZIUS, »Senkbrunnen aus Beton« in der Deutschen Bauz. 1875, S. 31 ff.

[21]) M. STRUKEL, »Jaudins Baggerapparat« in der Deutschen Bauz. 1887, S. 78.

[22]) Vgl. auch: »Eine neue Steinzange« in der Deutschen Bauz. 1898, S. 400.



wand (Abb. 49) oder auch aus Spundbohlen (Abb. 50) hergestellten, sich oben gegen einen von eingeschlagenen Pfählen getragenen Holm H lehnenden Holzwand, gegen welche die Erde geschüttet wird.

γ) Kastenfangdämme, die namentlich in fließendem Wasser zur Umschließung von Baugruben verwendet werden und um 0,3 bis 0,5 m den höchsten Wasserstand überragen müssen, besitzen die größte Wasserdichtheit und bestehen aus dichten Bretter- oder Bohlenwänden, deren Zwischenraum am besten mit fetter, lehmiger und toniger Erde bis auf die undurchlässige Schicht ausgefüllt wird (Abb. 51). Die Holzwände lehnen sich gegen Holme, die auf eingeschlagenen 1,2 bis 1,5 m voneinander entfernten Pfählen ruhen und zur Vermeidung eines seitlichen Ausweichens beim Einbringen der Füllung alle 1,5 bis 2,0 m durch aufgekämmte Zangen miteinander verbunden werden.

Abb. 47. Einfacher Fangdamm.

Abb. 48. Einfache Bretterwand.

Abb. 49. Stülpwand.

Abb. 50. Spundbohlen.

Bei Wassertiefen von über 3 m und bei endgültigen Umschließungen der Fundamente wird die innere, dem ganzen Druck des Füllmaterials ausgesetzte Fangdammwand auch als Spundwand hergestellt, die nach Vollendung des Baues unter Niederwasser abgeschnitten wird.

Die Breite der Kastenfangdämme, die sich nach deren Höhe, der Güte der einzufüllenden Erde, sowie nach der Festigkeit und Versteifung der Holzwände richtet, kann bis zu 3 m Höhe jedesmal gleich dieser, bei größern Abmessungen dagegen gleich $\frac{1}{3}$ der Höhe plus 2 m angenommen werden.

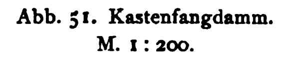
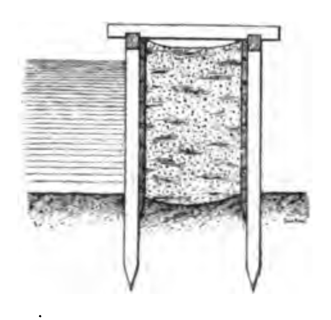



Abb. 51. Kastenfangdamm. M. 1 : 200.

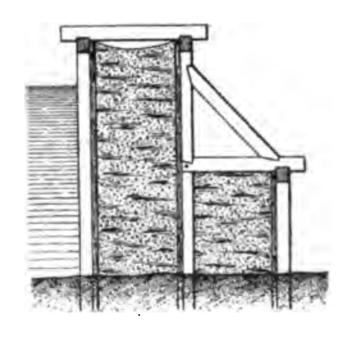


Abb. 52. Doppelter Kastenfangdamm. M. 1 : 200.

Demnach würden z. B. 4,5 m hohe Kastenfangdämme eine Breite von $\frac{4,5}{3} + 2 = 3,5$ m erhalten. Mitunter werden hohe Fangdämme, der Ersparnis an Füllmaterial wegen, ihrer Breite nach in verschieden hohe Teile zerlegt (Abb. 52), weil nur für den untern eine größere Breite erforderlich ist.

Beim Beseitigen von Fangdämmen darf durch das Ausziehen der Pfähle keine Lockerung des Bodens eintreten, weshalb die Herstellung der innern Holzwand als stehen bleibende, den Bau umschließende Spundwand vorteilhaft erscheint.

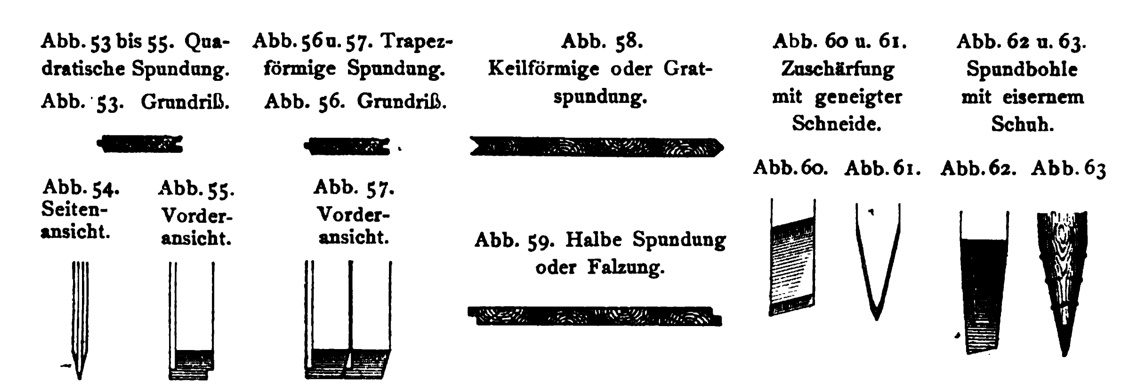
δ) Pfahlwände nehmen wie die Spundwände wenig Raum in Anspruch, können durch Absägen ohne Bodenauflockerung in ihrem obern Teil leicht beseitigt werden und dienen in dem stehen bleibenden dem hergestellten Bau zum Schutz gegen Unterspülung, müssen jedoch während der Bauausführung gegen den Wasserdruck abgesteift werden.

Da die Pfahlwände, die aus vierkantigen, dicht nebeneinander eingerammten, an ihren obern Enden durch doppelte Zangen gefaßten Pfählen bestehen, die Baugrube nicht wasserdicht umschließen, so werden sie meistens in fließendem Wasser nur zum Abhalten der Strömung bei Gründungen verwendet, bei denen, wie z. B. bei der Herstellung

einer Betonschicht unter Wasser, eine vollständige Dichtung, sowie eine Trockenlegung der Baugrube nicht erforderlich ist.

ε) Spundwände, die zur Umschließung unter Wasser liegender Baugruben und Fundamente dienen, werden entweder aus 25 bis 35 cm breiten Spundbohlen oder aus Spundpfählen hergestellt, deren 8 bis 30 cm betragende Stärke von ihrer freistehenden Länge, von der Festigkeit des Bodens, sowie von dem Wasserangriff abhängt, während ihre Länge so groß sein muß, daß die Bohlen genügend fest im Boden stecken und als Baugrubenumschließung bis über das höchste Hochwasser hinausragen.

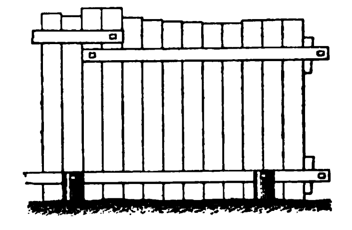
Zur Erzielung einer möglichst wasserdichten Spundwand, deren Wasserdichtheit durch Ausstopfen der Fugen mit Werg, oder durch Ausgießen mit Zement, sowie durch Verwendung von Sägemehl[23]) oder geteertem Segeltuch[24]) erhöht werden kann, ist jede Spundbohle an der einen schmalen Seite mit einer Nut, an der andern mit einer Feder versehen, welche in die Nut der benachbarten Bohle eingreift.


Abb. 53 bis 55. Quadratische Spundung. Abb. 53. Grundriß. Abb. 54. Seitenansicht. Abb. 55. Vorderansicht.
Abb. 56 u. 57. Trapezförmige Spundung. Abb. 56. Grundriß. Abb. 57. Vorderansicht.
Abb. 58. Keilförmige oder Gratspundung.
Abb. 59. Halbe Spundung oder Falzung.
Abb. 60 u. 61. Zuschärfung mit geneigter Schneide. Abb. 60. Abb. 61.
Abb. 62 u. 63. Spundbohle mit eisernem Schuh. Abb. 62. Abb. 63.

Bei stärkern Bohlen wird gewöhnlich die quadratische Spundung (Abb. 53 bis 55)[25]) oder die trapezförmige (Abb. 56 u. 57), bei schwächern Hölzern dagegen die keilförmige oder Gratspundung (Abb. 58), sowie die halbe Spundung oder Falzung (Abb. 59) angewendet.

Zur Erleichterung des Einrammens werden die Spundbohlen unten zugeschärft, wobei entweder das einseitig abgeschrägte untere Ende (s. Abb. 57), oder die geneigt hergestellte Schneide (Abb. 60 u. 61), keilartig wirkend, die einzutreibende Bohle fest gegen die bereits eingerammte preßt. Bei sehr festem und besonders bei steinigem Boden werden die Spundbohlen mit eisernen, durch Nägel zu befestigenden Schuhen (Abb. 62 u. 63) versehen.

Abb. 64. Zwischen Zangen einzurammende Spundwand.



Damit die einzutreibenden, oben durch Eisenbänder geschützten Bohlen in eine senkrechte Ebene zu stehen kommen, erfolgt deren Einrammen zwischen zwei seitlich angebrachten Zangen oder Zwingen (Abb. 64), die entweder an den Spundbohlen oder an den zuerst einzutreibenden Bund- oder Eck-

[23]) »Spundwanddichtung mit Sägespänen« in der Deutschen Bauz. 1892, S. 552.

[24]) GLEIM u. ENGELS, »Die Straßenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg« in der Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 356 ff.

[25]) Die Abb. 53 bis 66 sind ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. II: »Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN, entnommen.

pfählen (Abb. 65), bzw. an den Zwischenpfählen (Abb. 66) befestigt werden. Die erstern stehen da, wo die Richtung der Spundwand sich ändert, die letztern bei längern geraden Strecken noch in Abständen von 2 bis 3 m zwischen den Eckpfählen.

Abb. 65 u. 66. Bund- und Zwischenpfähle einer Spundwand.
Abb. 65. Abb. 66.

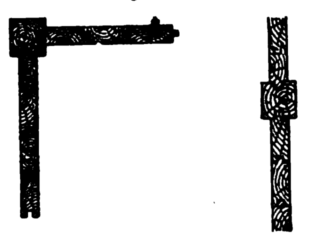


Abb. 67. Spundwand aus Wellblech.

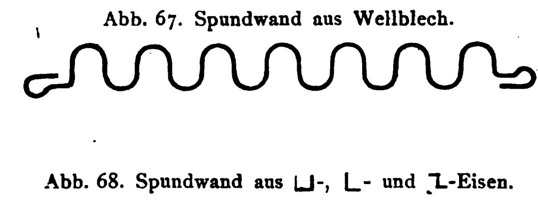
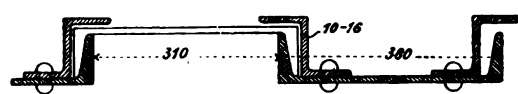


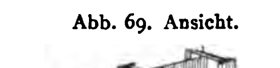
Abb. 68. Spundwand aus ⊔-, L- und ⅂-Eisen.



Zum Zusammenhalten der einzelnen Spundbohlen nach deren Einrammen dienen entweder oben zu beiden Seiten angebrachte Zangen (vgl. Abb. 82 u. 83), oder die Bohlen greifen mit Zapfen in die durchlaufende Nut eines darüber gelegten Holms, wobei jeder vierte oder fünfte Zapfen durch jenen reicht und von oben verkeilt wird.

Abb. 69 u. 70. Spundwand aus I-Eisen.

Abb. 69. Ansicht.



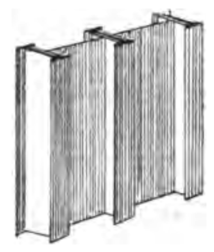


Abb. 70. Grundriß.

In neuerer Zeit wird öfters für die Spundwände statt des Holzes, gewelltes, mit Falzen ineinander greifendes Eisenblech (Abb. 67),[26]) sowie gewalztes Profileisen, z. B. nach Abb. 68 [27]) oder nach Abb. 69 u. 70 [28]) verwendet.

c) **Die Trockenlegung der Baugrube**, die erforderlich wird, wenn Grundwasser oder fließendes Wasser vorhanden ist und wenn die gewählte Gründungsart ein unmittelbares Aufmauern des Fundaments verlangt, kann durch eine Absenkung des Wasserspiegels oder durch ununterbrochenes Auspumpen erreicht werden.

α) Die Absenkung des Wasserspiegels erfolgt entweder durch Drainierung oder durch Herstellung von Brunnenschächten[29]) neben der Baugrube, aus denen das darin sich sammelnde Wasser so weit ausgepumpt wird, daß der Wasserspiegel bis unter die Baugrubensohle sinkt. Hierdurch wird nicht allein deren Trockenlegung erreicht, sondern auch jede Auflockerung des Baugrunds vermieden, Sandschichten eine festere Lagerung gegeben, sowie Ton- und Lehmschichten bei dauernder Absenkung des Wasserspiegels tragfähiger gemacht.

β) Das Auspumpen des Wassers aus der trocken zu legenden Baugrube, in die es durch deren Boden oder durch nicht völlig dichte Umschließungswände eindringt, findet am häufigsten und so andauernd statt, daß die Baugrubensohle stets trocken erhalten wird. Dabei werden außerhalb der Fundamentfläche Wasserrinnen angelegt, die das auszupumpende Wasser einer tiefer liegenden, Sumpf genannten kleinen Grube zu-

---

[26]) Die Abb. 67, 82, 83, 91, 93 bis 97 u. 106 bis 111 sind dem Handbuch d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, 3. Bd., Kap. I: »Der Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. von Willmann, entnommen.

[27]) K. E. Hilgard, »Neuere Querschnittsformen für eiserne Spundwände« in der Schweiz. Bauz. 1905, S. 224 ff.

[28]) Germelmann u. Offermann, »Verbesserung des Spreelaufs innerhalb Berlins« in der Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 67.

[29]) »Zur Entwässerung von Baugruben« in der Baugewerksz. 1898, S. 1514.



führen, worin es die mitgerissenen Erdteilchen ablagert und aus der es durch Wasserschöpfmaschinen entfernt wird. Doch muß dieser Sumpf, dessen Seitenwandungen unter Umständen durch Spundwände gegen Einstürzen zu sichern sind, an einer solchen Stelle angelegt werden, durch deren Vertiefung kein besonders großer Zudrang des Grundwassers zu befürchten ist.

Bei sehr starkem Wasserandrang, der bei andauerndem Pumpen feinen kiesigen und sandigen Untergrund auflockert und dadurch dessen Tragfähigkeit verringert, wird die Sohle der mit Spundwänden umschlossenen Baugrube am besten ausbetoniert und hierdurch gedichtet. Einzelne in der Baugrube auftretende Quellen werden wenn möglich an einem oberhalb gelegenen Punkt abgefangen oder mit eisernen Rohren umschlossen, und die durch sie gebildeten Hohlräume nach Fertigstellung des Grundbaues mit Beton ausgefüllt.

Für die Wahl der Wasserschöpfmaschinen ist maßgebend: die Beschaffenheit des zu hebenden Wassers, weil, wenn dieses durch Erd- und Sandteilchen verunreinigt ist und Pumpen verwendet werden sollen, nur solche mit einfach ausgebildeten und leicht zugänglichen Ventilen zu wählen sind; ferner die Größe der Wasserschöpfmaschine, weil man in der Baugrube meistens im Raum beschränkt ist; dann die, von der zu schöpfenden Wassermenge und der Leistungsfähigkeit der Maschine abhängige Zeitdauer, innerhalb der die Baugrube trocken gelegt werden soll, und endlich die anzuwendende, durch die Größe der Anlage bedingte Betriebskraft. Bei kleinen Wassermengen genügt Menschenkraft, während bei größern Anlagen Maschinenbetrieb erforderlich wird, wobei je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen Wasserkraftanlagen, Dampfmaschinen, sowie Gas-, Petroleum- und Elektromotoren zu wählen ist.

Für den Handbetrieb eignen sich bei kleinen Wassermengen die Bohlen- oder Blechpumpe, bei größerer Menge des Wassers und kleinen Förderhöhen bis zu einem Meter die Wasserschnecke und für größere Förderhöhen bis zu acht Meter die zweistieflige, einfach wirkende Saugpumpe. Für noch größere Förderhöhen, bei denen jedoch meistens schon Maschinenbetrieb angewendet wird, können mittels Kurbel und Radvorgelege betriebene Druckpumpen zur Verwendung kommen. Bei unreiner Beschaffenheit des Wassers und ungenügendem Raum zur Aufstellung der Pumpe wird man mit Vorteil Strahlpumpen, also, wenn Dampf zur Verfügung steht, Pulsometer wählen, während unter Anwendung von Motoren als Betriebskraft Zentrifugal- und Kreiselpumpen am vorteilhaftesten erscheinen.[30])

§ 7. Gemauerte Fundamente.

a) Vollgemauerte Fundamente. Bei den unmittelbar auf dem tragfähigen Untergrund stehenden gemauerten Fundamenten, die bei Hochbauten am meisten vorkommen und an Einfachheit und Sicherheit alle andern Gründungsverfahren übertreffen, sind für die untern Schichten möglichst große, lagerhafte und harte Steine zu nehmen, wobei mit Hilfe großer Binder ein guter Verband herzustellen ist. Backsteine eignen sich weniger für das Fundamentmauerwerk und sollten, hart gebrannt, nur bei kleinern, einen geringen Druck auf den Untergrund ausübenden Bauwerken, sowie da, wo natürliche Steine fehlen, unter Verwendung hydraulischen Mörtels benutzt werden, der auch bei Gründungen unter Wasser, sowie bei dickem und tiefem Fundamentmauerwerk stets erforderlich ist.

Das Fundament wird entweder unmittelbar oder mit Hilfe von Pfeilern auf die tragfähige Bodenschicht gesetzt und muß so ausgeführt werden, daß die Sohlfläche möglichst

---

[30]) Vgl. ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. II: »Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN, S. 88.

senkrecht zur zukünftigen Druckfläche steht und ihre Größe der zulässigen Belastung des Baugrunds (vgl. § 4) entspricht; ferner, daß das Fundament sowohl gegen Einsinken, als auch gegen ein seitliches Verschieben oder Abgleiten gesichert und in keiner Weise Wasserangriffen ausgesetzt ist.

Eine Abweichung von der zur Druckrichtung senkrechten Lage der Fundamentbasis darf selbst da, wo ein Gleiten nicht zu befürchten ist, nicht mehr als 15 Grad betragen. Gewöhnlich erhalten jedoch bei Hochbauten die Fundamente, die dort meistens nur einen senkrechten Druck auf den Baugrund zu übertragen haben, eine wagerechte Aufstandfläche; wo aber, wie bei Gewölbwiderlagern und Stützmauern außer dem senkrechten Druck auch wagerechte Schubkräfte auftreten, muß die Sohlfläche senkrecht zu deren Mittelkraft angeordnet werden. Ferner soll der Druck, damit er sich gleichmäßig über die ganze Fundamentfläche verteilt, durch den Schwerpunkt der Fundamentbasis gehen.

Das Einsinken oder Setzen der Fundamente, das meistens infolge des Zusammenpressens des Baugrunds durch die Last des Bauwerks hervorgerufen wird und das nur bei festem Fels ausgeschlossen ist, darf, wenn es gewisse Grenzen nicht überschreitet und gleichmäßig vor sich geht, als unschädlich betrachtet werden. Bei preßbarem Boden ist daher das Mauerwerk des aufzuführenden Baues schon während der Ausführung gleichmäßig über die ganze Grundfläche zu verteilen, wobei das Setzen durch eine entsprechende Vergrößerung der Höhenabmessung ausgeglichen und der nachgiebige Baugrund durch künstliche Dichtung (vgl. § 5) oder durch Vergrößerung der Gründungstiefe verbessert werden kann.

Belasten Teile eines und desselben Bauwerks den gleichartigen Baugrund in verschiedener Weise, oder wechselt bei gleichmäßiger Belastung die Beschaffenheit des Untergrunds, so muß — um ein ungleichmäßiges Setzen zu verhüten — im ersten Fall an den stärker belasteten Stellen die Fundamentbasis oder die Gründungstiefe vergrößert werden, während im zweiten durch verschiedene, unabhängig voneinander auszuführende Gründungsarten der ungleichen Zusammensetzung des Baugrunds Rechnung zu tragen ist.

Ein seitliches Verschieben oder Abgleiten des Fundaments wird durch eine senkrecht zur Druckrichtung angeordnete Fundamentbasis oder — wo dies nicht angängig ist — durch Vergrößerung der Fundamenttiefe, oder auch durch zahnförmiges (Abb. 71) oder treppenförmiges (Abb. 72) Eingreifen des Fundamentmauerwerks in den geneigten Baugrund verhütet.

Abb. 71. Zahnförmig eingreifendes Fundament.

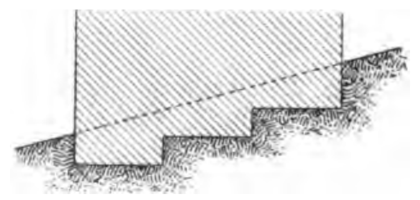


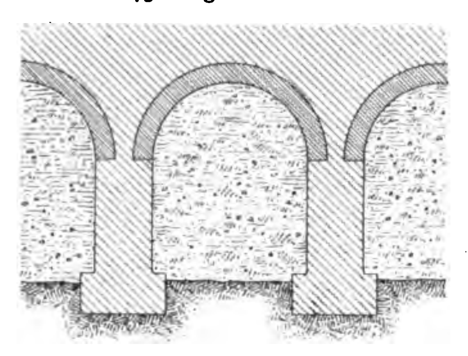
Abb. 72. Treppenförmig hergestelltes Fundament.

Damit natürliche Bodenfeuchtigkeit, Grundwasser, Quellen und Wasseradern, sowie stehende und fließende Gewässer keinen schädlichen Einfluß auf die Fundamente ausüben, müssen deren Aufstandflächen in frostfreie Tiefe gelegt werden, wozu ein Hinabgehen bei wichtigen Bauwerken bis 1,25 m, bei Nebengebäuden bis 1,0 m genügt. Das Grundwasser wird durch Entwässerungsanlagen, Dichtungsarbeiten und Isolierschichten, Quellen durch Abfangen oberhalb des Fundaments, und Wasseradern durch Entwässerung der wasserführenden Schicht unschädlich gemacht. Einem Auftrieb des Wassers muß durch das Gewicht des die Sohle bildenden Mauer- oder Betonkörpers mindestens das Gleichgewicht gehalten werden. Am und im stehenden oder fließenden Wasser herzustellende Fundamente sind

durch Umschließung mit Spundwänden (vgl. § 6, b, ε) und durch Steinschüttungen vor Unterspülung zu schützen.

b) Aufgelöste Fundamente. Liegt der feste Baugrund über 3 m tief unter den nicht tragfähigen Schichten oder über 4 m unter dem Grundwasserspiegel,[31]) so wendet man bei Hochbauten zur Ersparnis an Mauerwerk häufig statt der ununterbrochenen Grundmauern aufgelöste Fundamente an, d. h. es werden nur einzelne Mauerpfeiler bis auf den tragfähigen Baugrund hinabgeführt und diese oben unterhalb der Erdoberfläche durch Gurtbogen, sog. Grundbogen, zur Aufnahme des Tagmauerwerks miteinander verbunden (Abb. 73). Der Querschnitt dieser Fundamentpfeiler, die unten eine der zulässigen Belastung des Baugrunds entsprechende Verbreiterung erhalten und an den Gebäudeecken, sowie zwischen den Fensteröffnungen anzuordnen sind, muß so groß sein, daß die zu höchstens 8 bis 10 kg/qcm anzunehmende Druckbelastung des Fundamentmauerwerks nicht überschritten wird.

Abb. 73. Aufgelöste Fundamente.



Zu den Grundbogen, die bei genügender Konstruktionshöhe am besten als Halbkreisbogen (vgl. Abb. 73), andernfalls als Stichbogen mit einem nicht kleinern Stichverhältnis als 1 : 4 ausgeführt werden, sind scharf gebrannte Backsteine oder harte, lagerhafte Bruchsteine, zu den Fundamentpfeilern dagegen bei großem Druck nur Quader, sonst ebenfalls feste, mit hydraulischem Mörtel vermauerte Bruchsteine zu verwenden.

Für die Fundamentpfeiler stellt man in zusammenhängendem Boden schachtartige, oft keiner Zimmerung bedürfende Baugruben, in lockern Schichten jedoch einen ununterbrochenen Fundamentgraben her, dessen Auszimmerung häufig billiger ist, als diejenige einer Reihe von Schächten.

Die Fundamente für einzelne Pfeiler oder Säulen werden entweder unabhängig voneinander mit einer der Tragfähigkeit des Baugrunds entsprechenden Aufstandfläche ausgeführt, oder durch sog. Erdbogen (vgl. § 9, b) miteinander verbunden, die den Druck auf eine größere Fläche verteilen. Gegen einen, durch unsymmetrische Belastung oder Winddruck hervorgerufenen einseitigen wagerechten Schub werden die Fundamente der Einzelstützen durch Einspannung von Gurtbogen nach Art der Grundbogen gesichert.

§ 8. Die verschiedenen Gründungsarten.

Wie schon in § 1 erwähnt, können die Fundamente in Flachgründungen und Tiefgründungen eingeteilt werden, je nachdem entweder von der geschaffenen festen Unterlage aus das Fundament aufgemauert, aufgebaut — Fundamentaufbau — oder in den Boden hinabgetrieben oder abgesenkt wird, wodurch die Tiefgründung oder Fundamentabsenkung entsteht.

Zu den Flachgründungen sind zu rechnen: die Verbreiterung der Fundamentsohle durch Abtreppung des Grundmauerwerks, durch umgekehrte Gewölbe und durch Sand- oder Steinschüttungen; ferner die Gründung auf Schwellrost und diejenige mittels Senkkastens, die Mantelgründung, sowie die Gründung auf Beton.

Die Tiefgründungen werden da notwendig, wo die Last eines Bauwerks durch abgesenkte Pfähle oder Pfeiler auf den in größerer Tiefe unter nachgiebigen Schichten

[31]) L. Brennecke, »Wann soll man durchgehende, und wann sog. aufgelöste Grundmauern anwenden« im Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 434.

liegenden festen Baugrund übertragen werden soll, oder, wenn dieser nicht erreichbar ist, wo durch das Eintreiben der Pfähle oder Pfeiler der Baugrund so verdichtet wird, daß er dadurch genügende Tragfähigkeit erlangt. Tiefgründungen sind: Die Gründung auf Pfahlrost, entweder auf tief- oder hochliegendem, der Beton- und Eisenbeton-Pfahlrost, eiserne Schraubenpfähle, die Brunnen- und Senkrohrgründung, sowie die Druckluftgründung.

Die bei Hochbauten am häufigsten zur Anwendung kommende Gründungsart besteht darin, daß man bei nicht zu großer Tiefenlage des tragfähigen Bodens diesen durch Abheben der obern, lockern Bodenschichten freilegt und auf ihn dann ohne weiteres das Fundament aufmauert (vgl. § 7, a).

Die Wahl des anzuwendenden Gründungsverfahrens hängt von der Art des zu errichtenden Bauwerks, von den örtlichen Verhältnissen, von der festgesetzten Bauzeit, den vorhandenen Baustoffen und maschinellen Hilfsmitteln, sowie von den zur Verfügung stehenden Geldmitteln ab. Dabei sind die Fälle zu unterscheiden, ob der feste Baugrund erreichbar ist oder nicht, wobei jedesmal noch berücksichtigt werden muß, ob sich Wasser vorfindet, oder ob dieses fehlt. Stellt man ferner je nach der geringern oder größern Tiefenlage des festen Baugrunds, sowie je nach der Art des Vorkommens von Wasser noch weitere Unterabteilungen auf, so ergibt sich für die den Boden- und Wasserverhältnissen entsprechenden möglichen Gründungsarten die umstehende Tabelle.[32])

Doch dürfen im Grundbau nur solche Baustoffe verwendet werden, die genügende Widerstandsfähigkeit und Unvergänglichkeit besitzen, weshalb das Holz, wie z. B. beim Schwell- und Pfahlrost, nur dann einen bleibenden Bestandteil des Fundaments bilden darf, wenn es stets unter Wasser und hierdurch den es zerstörenden wechselnden Einflüssen von Luft und Wasser entzogen wird. Außerdem müssen die zu Seebauten, wie beispielsweise bei Badeanstalten und Leuchttürmen verwendeten Hölzer gegen die gefährlichen Angriffe der Bohrwürmer und anderer Holzzerstörer[33]) geschützt werden, was durch eine Umhüllung mit Rohren[34]) oder Metallplatten, durch dicht stehende kupferne Nägel mit großen Köpfen, oder auch mittels Durchtränken der Hölzer mit Kreosot geschehen kann.

§ 9. Verbreiterung der Fundamentsohle. Ist die Tragfähigkeit des Baugrunds (vgl. § 4) geringer als der von dem Fundamentmauerwerk ausgeübte Druck, was, von widerstandsfähigem Fels abgesehen, in der Regel der Fall ist, so kann durch eine angemessene Verbreiterung der Fundamentbasis die Beanspruchung für die Flächeneinheit des Bodens auf die zulässige geringere vermindert werden. Diese Verteilung des Druckes auf eine größere Fläche ist durch Abtreppung des Grundmauerwerks, durch umgekehrte Gewölbe oder durch Sand- und Steinschüttungen zu erreichen.

a) **Die Abtreppung des Grundmauerwerks,** d. h. die Fundamentverbreiterung mittels sog. Fundamentabsätze wird bei gemauerten Fundamenten fast immer ausgeführt, wodurch auch dem Bauwerk eine größere Standfestigkeit verliehen wird. Nur darf das Verhältnis der Breite der einzelnen Absätze zu deren Höhe kein zu großes, am

[32]) Dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, 3. Bd., Kap. I: »Der Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. von Willmann, entnommen.

[33]) »Limnoria lignorum und andere Holzzerstörer an den Nordseeküsten« im Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266.

[34]) »Schutz hölzerner Pfähle gegen den Seewurm durch Röhrenbekleidung« im Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 540.

Tabelle I. Übersicht der den Wasser- und Bodenverhältnissen entsprechenden möglichen Gründungsarten.

<table>
<tr><td rowspan="2"></td><td rowspan="2">A. Wasser nicht vorhanden.</td><td colspan="3">B. Wasser vorhanden.</td></tr>
<tr><td>α) als Grundwasser.</td><td>β) als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber ausschöpfbar.</td><td>γ) als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber nicht ausschöpfbar.</td></tr>
<tr><td></td><td>Holz nicht verwendbar.</td><td colspan="2">Holz unter Wasser zulässig; genaue Zimmerarbeit möglich.</td><td>Holz unter Wasser zulässig, aber weniger genaue Zimmerarbeit möglich.</td></tr>
<tr><td rowspan="3">I. Fester Baugrund erreichbar.
a) In geringer Tiefe.</td><td rowspan="3">Ausheben bis zur Frosttiefe u. unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks.</td><td>1. Ausgraben, Umschließen und Ausschöpfen der Baugrube, dann:</td><td>1. Umschließung und Trockenlegung der Baustelle, Abgraben der lockern Bodenschichten, dann</td><td rowspan="3">1. Ausbaggerung und Steinschüttung oder
2. Betonschüttung.
3. Betonbereitung unter Wasser n. KINIPPLE.
4. Betongründung mittels Säcken.
5. Senkkasten.
6. Mantelgründung.
7. Steinkisten.
8. Druckluftgründung.</td></tr>
<tr><td colspan="2">unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks.
2. Wie unter 1. und Betonierung, wenn Quellen vorhanden sind.</td></tr>
<tr><td>3. Wie unter 1. u. Ausführung einz. Pfeiler mit Erdbogen.
3. Absenken d. Wasserspiegels und Betonierung oder Ausmauerung.</td><td>Unter Umständen:
3. Steinkisten.
4. Senkkasten.
5. Mantelgründung.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">I. Fester Baugrund erreichbar.
b) In größerer Tiefe.</td><td rowspan="2">1. Ausgraben bis zum festen Boden, dann unmittelbare Ausführung des Mauerwerks.
2. Wie unter 1. und Herstellung einzeln. Pfeiler m. Erdbogen.
3. Senkbrunnen- und Senkrohrgründung.
4. Beton- und Eisenbetonpfähle.
5. Eiserne Pfähle.
6. Sandpfähle.</td><td>1. Ausgraben bis unter den Grundwasserspiegel und tiefer Pfahlrost.
2. Desgl. und Beton zur Dichtung d. Quellen.</td><td>1. Ausgraben, Umschließen u. Trockenlegen der Baugrube, dann tiefer oder hoher Pfahlrost.
2. Eiserne Schraubenpfähle.</td><td rowspan="2">1. Druckluftgründung.
2. Senkbrunnen- und Senkrohrgründung.
3. Hoher Pfahlrost.
4. Tiefer Pfahlrost mit Senkkasten.
5. Schraubenpfähle.
6. Eisenbetonpfähle.
7. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlage.
8. Zusammengesetzte Gründung.
Unter Umständen:
9. Gefrierverfahren.</td></tr>
<tr><td colspan="2">3. Beton- und Eisenbetonpfähle.
4. Senkbrunnen oder Senkrohrgründung.
Unter Umständen:
5. Druckluftgründung.
6. Gefriergründung.</td></tr>
<tr><td>II. Fester Baugrund nicht erreichbar.
Starke Senkung des Bauwerks ist vorauszusehen und von vornherein zu berücksichtigen.</td><td>1. Fundamentverbreiterung durch:
a) Abtreppung,
b) umgekehrte Gewölbe,
c) Sandschüttung,
d) breite Betonschicht ohne oder besser mit Eiseneinlagen.
e) Beton- und Eisenbetonpfähle.
2. Verdichtung des Bodens mit Ausnahme des Einrammens von Pfählen.</td><td>1. Ausgraben bis unter d. niedrigsten Grundwasserspiegel, Ausschöpfen u. Schwellrost.
2. Desgl. und Sandschüttung.
3. Desgl. und Betongründung.
4. Desgl. und tiefer Pfahlrost.
5. Desgl. und umgekehrte Gewölbe.
6. Desgl. und Beton- u. Eisenbetonpfähle.
7. Desgl. und Verdichtung des Bodens.</td><td>1. Umschließung und Trockenlegung der Baugrube, Ausgraben auf angemessene Tiefe u. Schwellrost.
2. Desgl. und Betongründung.
3. Desgl. und Sandschüttung.
4. Pfahlrost od. Pfähle zum Dichten des Bodens und Betonschicht.
5. Beton- und Eisenbetonpfähle.
6. Hoher Pfahlrost.
7. Eiserne Schraubenpfähle.</td><td>1. Belastung d. Bodens um den Grundbau herum und Anordnung breiter Fundamentflächen.
2. Senkkasten mit Boden von großer Grundfläche.
Unter Umständen:
3. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen.
4. Druckluftgründung.
5. Senkbrunnen- und Senkrohrgründung.
6. Hoher Pfahlrost.
7. Eisenbetonpfähle.
8. Eiserne Schraubenpfähle.</td></tr>
</table>

besten zwischen 1 : 1 und 1 : 2 liegend sein, damit ein Abscheren der vorspringenden Stufe vom Kern des Mauerwerks nicht zu befürchten ist.

Bezeichnet man mit k den an der Mauersohle auf die Flächeneinheit wirkenden Druck, der an der Fundamentsohle auf die für den Baugrund zulässige Beanspruchung k_1 herabgemindert werden soll, und nimmt man eine gleichmäßige, freilich nicht immer vorhandene Druckübertragung an, so ist nach Abb. 74[35] $b \cdot k = b_1 \cdot k_1$, woraus sich die Breite b_1 der Fundamentsohle ergibt:

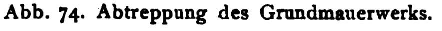
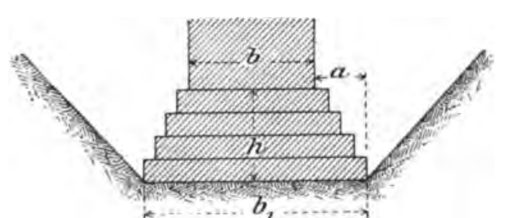


Abb. 74. Abtreppung des Grundmauerwerks.



$$b_1 = \frac{b \cdot k}{k_1}. \tag{4}$$

Bei symmetrischer Anordnung der Fundamentverbreiterung berechnet sich dann die Gesamtausladung a auf jeder Seite zu:

$$a = \frac{b_1 - b}{2} \tag{5}$$

und deren Höhe h, wenn das Verhältnis der Breite zur Höhe der Abtreppung zu dem unter allen Umständen genügenden 1 : 2 angenommen wird zu

$$h = 2a. \tag{6}$$

b) **Umgekehrte oder Sohlengewölbe,** die gewöhnlich als Tonnengewölbe, seltener als Klostergewölbe, sog. Erdkappen, zwischen die Grundmauern, oder als Gurtbogen zwischen die Fundamente einzelner Pfeiler gespannt werden und als Wölblinie[36])

Abb. 75 u. 76. Fundamentverbreiterung durch umgekehrte Gewölbe.

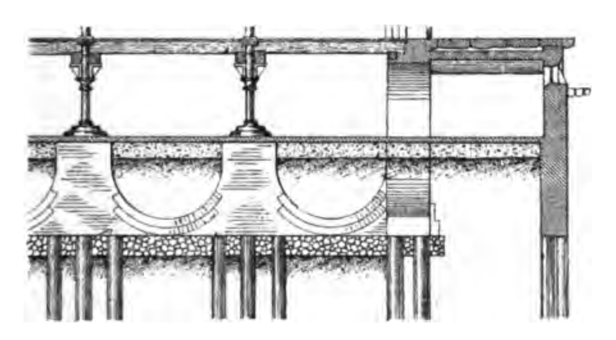


Abb. 75. Speicherbau am Kaiserkai in Hamburg. M. 1 : 200.

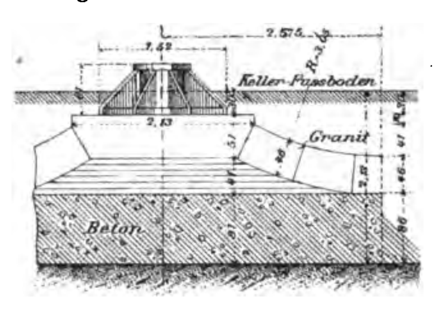


Abb. 76. Gründung der Säulenreihe im Worldgebäude in New York. M. 1 : 100.

meistens den Stichbogen (Abb. 76),[37]) weniger häufig den Halbkreis (Abb. 75)[38]) besitzen, sollen die Last eines Gebäudes, bzw. den Druck einer Freistütze auf die ganze von dem Bauwerk bedeckte bzw. auf eine vergrößerte Fläche übertragen.

Die zwischen jenen, Erdbogen oder Gegenbogen genannten Gurtbogen liegenden Felder werden ebenfalls häufig mit umgekehrten Gewölben versehen, wobei der Erd-

[35]) Abb. 74 ist ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. II: »Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. VON WILLMANN, entnommen.

[36]) M. KOENEN, »Über Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen« im Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11 f.

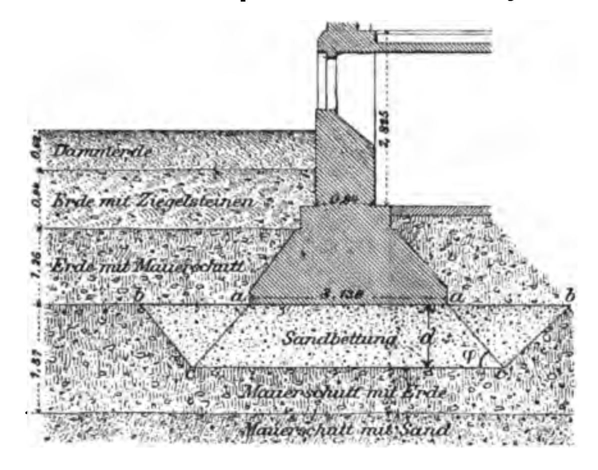
[37]) O. LEITHOLF, »Die Konstruktion hoher Häuser in den Vereinigten Staaten von Amerika« in der Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 234 u. Bl. 31.

[38]) FRANZ GRUBER, »Der Speicherbau am Kaiserkai in Hamburg« in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 242 u. Bl. 40.

boden genau der untern Wölbfläche entsprechend ausgehoben, oder diese Form durch eine Steinpackung oder Sand- und Betonschüttung hergestellt wird. Nicht selten verbindet man die Widerlager dieser Sohlengewölbe und der Erdbogen durch Anker aus Eisenstangen miteinander.

c) **Sandschüttungen** aus reinem, grobem und scharfkörnigem Quarzsand, im trocknen nicht unter 0,75 m und nicht über 3,0 m stark auf nachgiebigem Baugrund ausgeführt, bieten eine wirksame Verbreiterung der Fundamentsohle dar, weil der, alle Unebenheiten des Bodens gut ausgleichende Sand (vgl. § 2, a, γ) unter der Belastung nicht seitlich ausweicht, sondern sogar eine festere Lagerung erhält, und weil sich der Druck von der Grundfläche des Mauerwerks aus in einer dem Böschungswinkel entsprechenden Richtung, d. h. annähernd unter 45° nach unten überträgt.

Abb. 77. Sohlenverbreiterung durch Sandschüttung für die Kaserne an der Esplanade in Wesel. M. 1 : 250.



Wird mithin die tragende Fläche einer offenen Baugrube um die Ausladung der natürlichen Böschung des Sandes vergrößert (Abb. 77),[39] so ist, wenn cc die genügend verbreiterte Sohlfläche und φ den Böschungswinkel des Sandes bedeutet $cc = aa + 2d \cdot \operatorname{cotg} \varphi$, woraus sich die erforderliche Dicke der Sandschüttung ergibt:

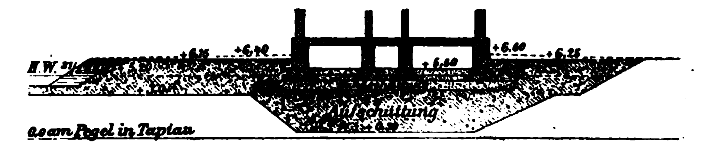
$$d = \frac{cc - aa}{2 \operatorname{cotg} \varphi}, \tag{7}$$

oder, wenn der Winkel φ zu 45° angenommen wird, für den die cotg = 1 ist:

$$d = \frac{cc - aa}{2}. \tag{8}$$

Die Baugrube ist demnach für die, auch Sandkoffer genannte Sandschüttung um das halbe Maß der gesamten, der Tragfähigkeit des Untergrunds entsprechenden Fundamentverbreiterung tief auszugraben. Manchmal wird die Sandschüttung nicht nur unter den einzelnen Mauern eines Gebäudes, sondern unter dessen ganzer Grundfläche hergestellt (Abb. 78).[40]

Abb. 78. Sohlenverbreiterung durch Sandschüttung beim Dienstgebäude für die Wasserbauinspektion in Tapiau.



Der gut ausgewaschene Sand ist, um sein Zusammenpressen und damit auch das Setzen des Mauerwerks zu verringern, in wagerechten, 20 bis 30 cm dicken Schichten einzubringen, die mit Wasser begossen und eingestampft oder besser eingewalzt werden. Sandschüttungen, die keinem starken Auftrieb des Wassers ausgesetzt werden dürfen, erfordern bei Gründungen im Wasser die Umschließung der Baugrube mit einer bleibenden, dichten Spundwand.

[39]) GOLDMANN, »Verschiedene Gründungen und Untersuchungen in betreff deren Tragfähigkeit« in der Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630 ff. u. Bl. U.

[40]) »Dienstgebäude für die Wasserbauinspektion in Tapiau« im Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 395.

d) Steinschüttungen, aus genügend großen Steinen oder künstlichen Blöcken aus Beton hergestellt, dienen hauptsächlich zur Herstellung von Schüttkörpern auf festem Untergrund unter Wasser, die Damm- oder Kaimauern aufnehmen sollen (Abb. 79),[41] für die eine andere Gründungsart starken Stromangriffs und Wellenschlags wegen nicht gewählt werden konnte.

Abb. 79. Steinschüttung des Hauptwellenbrechers im Hafen von Bilbao. M. 1 : 1000.

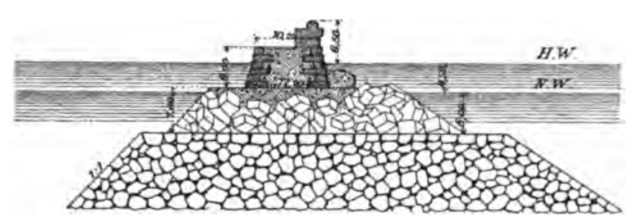


Abb. 80 u. 81. Doppelter Bohlenrost. M. 1 : 100.

Abb. 80. Querschnitt.



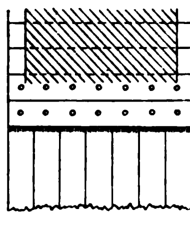


Abb. 81. Grundriß.

§ 10. Gründung auf liegenden Rosten.

Die bei nachgiebigem Boden und bei unter Wasser liegender Fundamentsohle zur Anwendung kommenden liegenden Roste bieten den darauf gestellten Bauwerken eine, etwaige ungleichmäßige Beschaffenheit des Baugrunds ausgleichende Unterlage, dem Grundmauerwerk in wagerechter Richtung einen guten Zusammenhalt und verteilen auch bis zu einem gewissen Grad den Druck auf eine größere Fläche.

a) Bohlenroste. In seiner einfachsten Gestalt besteht der liegende Rost entweder aus einer einzigen oder besser aus zwei sich unter rechtem Winkel kreuzenden, 7 bis 10 cm starken Bohlenlagen (Abb. 80 u. 81), von denen die eine parallel zur Längsrichtung der Mauer liegt und für diese eine Verankerung bildet.

Der einfache Bohlenrost kann nur für untergeordnete Bauwerke in Betracht kommen, und auch der doppelte besitzt bloß eine Tragfähigkeit von 1,0 bis 1,5 kg/qcm, die in holzreichen Ländern durch Verwendung stärkerer Hölzer vergrößert wird.

Abb. 82 u. 83. Holz-Schwellrost. M. 1 : 150.

Abb. 82. Querschnitt.

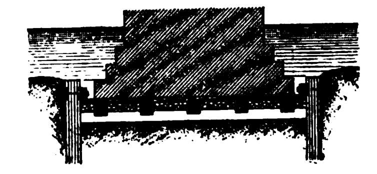
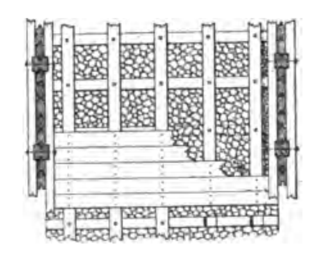


Abb. 83. Grundriß.



b) Holzschwellroste. Die Herstellung der Schwellroste, die, wo Unterspülungen zu befürchten sind, durch Spundwände gesichert werden müssen, erfolgt nach Umschließung und Trockenlegung der Baugrube, sowie nach Entfernung der obern, lockern Bodenschichten in der Weise, daß auf die eingeebnete Baugrubensohle gewöhnlich zuerst die 22/22 bis 30/30 cm starken Querschwellen und auf diese die 25/25 bis 33/33 cm starken Langschwellen, je nach der Last des Bauwerks in Abständen von 0,75 bis 1,0 m verlegt werden (Abb. 82 u. 83).

Auf die Langschwellen wird der, je nach der Größe der Belastung 5 bis 12 cm starke, das überall in gleicher Höhe auszuführende Mauerwerk tragende Bohlenbelag mit hölzernen Nägeln aufgenagelt, nachdem vorher die, Rostfelder genannten Hohlräume zwischen den sich kreuzenden Schwellen bis

---

[41]) »Verbesserung des Hafens von Bilbao« im Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338.

zur Oberkante der Langschwellen mit Sand, Kies, Ton, Steinen oder Bauschutt ausgestampft wurden.

Die Querschwellen, welche in größern Abständen als die Langschwellen, meistens 1,25 bis 1,5 m von Mitte zu Mitte voneinander verlegt werden und 0,3 bis 0,5 m weit über die Mauersohle vorstehen, erhalten 5 bis 8 cm tiefe Einschnitte, in welche die Langschwellen eingreifen. Doch können auch die Langschwellen nach unten hin und die Querschwellen über diese gelegt werden; nur ist der Bohlenbelag immer auf die Langschwellen zu legen.

Zu dem Holzschwellrost, der bei nicht zu ungleichartigem Boden eine Belastung von 2,5 bis 3,0 kg/qcm aufnehmen kann, wird am besten Eichen- und Kiefernholz, sowie auch Lärchenholz verwendet, welche Hölzer beständig unter Wasser bleibend, eine fast unbegrenzte Dauer besitzen. Aus diesem Grund muß die Oberfläche des hölzernen Schwellrostes 0,3 bis 0,5 m unter dem niedrigsten Wasserstand liegen.

Abb. 84 bis 86. Stoß der Langschwellen.

Abb. 84. Durch Schienen gesicherter Stoß.

Abb. 85. Durch Laschen gesicherter Stoß.

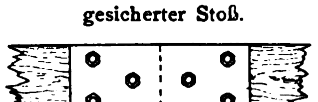
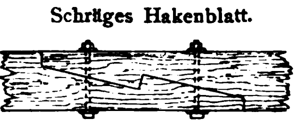


Abb. 86. Schräges Hakenblatt.



Müssen die Langschwellen wegen zu großer Länge der Mauern gestoßen werden, so können die gegeneinander zu versetzenden und immer auf je eine Querschwelle zu legenden Stöße entweder stumpf angeordnet und dann beiderseits durch aufgenagelte Schienen (Abb. 84)[42]) oder aufgeschraubte Laschen (Abb. 85) gesichert werden, oder die Verbindung erfolgt mittels des schrägen Hakenblatts (Abb. 86).

Abb. 87 u. 88. Schwellrost an Mauerkreuzungen. M. 1:100.

Abb. 87. Querschnitt.



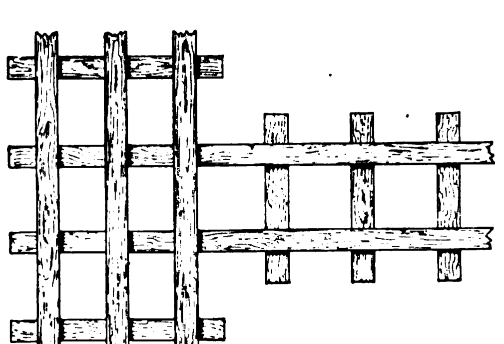
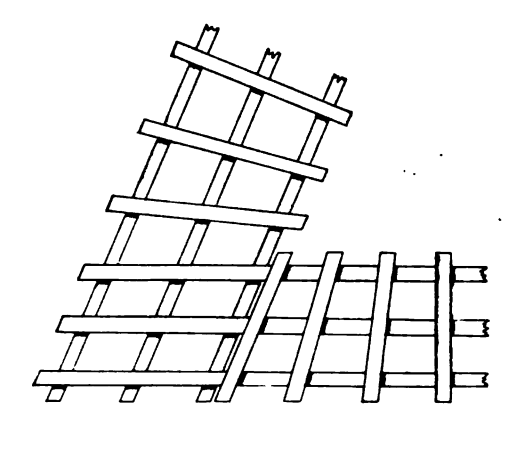


Abb. 88. Grundriß.

Abb. 89. Anordnung der Querschwellen an schrägen Mauerecken. M. 1 : 150.



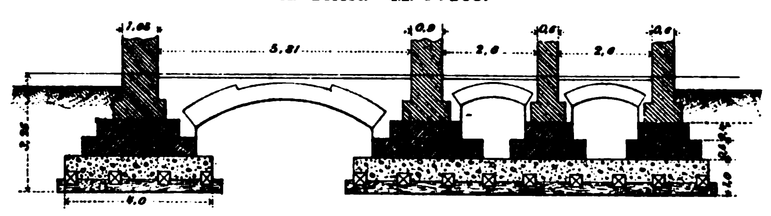
An den Ecken der Mauern, sowie bei deren Durchkreuzungen (Abb. 87 u. 88) werden die Langschwellen, da eine vollständige Überschneidung der sich kreuzenden Hölzer diese zu sehr schwächen würde, zu Querschwellen, wodurch der Bohlenbelag eine verschiedene

[42]) Die Abb. 84 bis 88 sind nach dem »Handbuch der Architektur«, 3. Aufl. 1901, 3. Teil, 1. Bd., 2. Abt.: »Fundamente«, bearbeitet von Geh. Baurat Prof. Dr. Eduard Schmitt, hergestellt.

Höhenlage erhält. Bei nicht rechtwinkligen Ecken werden daselbst die Querschwellen anfangs schräg und dann erst allmählich senkrecht zu den Langschwellen gelegt (Abb. 89).

Bei ungünstigen Bodenverhältnissen hat man auch schon als tragende und ausgleichende Schicht eine 0,75 bis 1,0 m hohe Betonlage unmittelbar auf den Schwellrost aufgebracht (Abb. 90).[43])

Abb. 90. Holz-Schwellrost mit Betonbett beim Verwaltungsgebäude des Lloyd in Triest. M. 1 : 200.



Da aber bei Betonfundamenten durch Eiseneinlagen eine den Schwellrost ersetzende Längsverankerung hergestellt werden kann und da auch das ungleichmäßige Setzen durch Sandschüttung besser verhütet wird, als durch einen Schwellrost, so empfiehlt es sich, statt diesen bei geringer Belastung die Sandschüttung, bei größerer dagegen die Gründung auf Beton anzuwenden.

c) **Eisenschwellroste,** die sowohl unter Wasser, als auch im trocknen hergestellt werden können und bei sehr nachgiebigem Baugrund und stark belasteten Pfeilern oder Säulen zur Ausführung kamen, bestehen aus mehreren, sich rechtwinklig kreuzenden Lagen von Eisenträgern, die mit Beton umstampft sind (Abb. 91). Auch für Betonbetten, die, wie bei offenen, trocken gelegten Baugruben, zeitweise einem starken Wasserdruck ausgesetzt sind, empfehlen sich Eisenschwellroste.

Abb. 91. Eisen-Schwellrost.

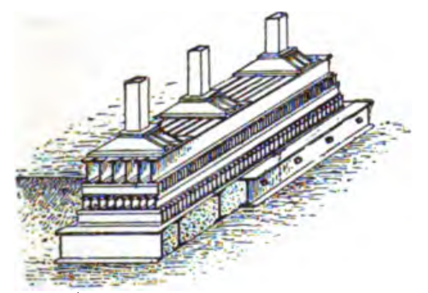
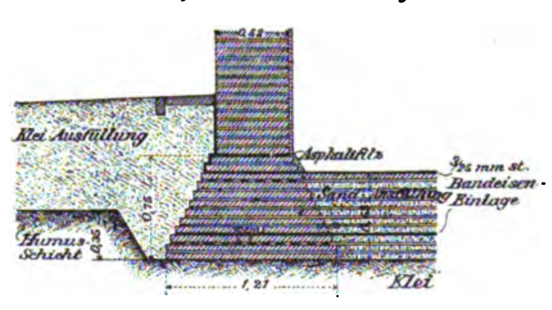


Abb. 92. Mauerrost. M. 1 : 50.



Eine Abart des Eisenschwellrostes ist der in Abb. 92[44]) dargestellte Mauerrost, bei dem die Grundmauern in ihrer Längsrichtung durch Bandeisenlagen verankert sind, die in 10 cm Abstand voneinander angeordnet sind.

§ 11. Die Senkkastengründung. Die Gründung mittels Senkkasten, die früher bei der Herstellung von Brückenpfeilern häufig angewandt wurde und da in Frage kommen kann, wo die Umschließung der Baugrube mit Fangdämmen und nachfolgender Trockenlegung nicht angängig, eine Tiefgründung jedoch guten Untergrunds wegen nicht erforderlich ist, besteht darin, daß ein, meistens aus Holz hergestellter, Senk- oder Schwimmkasten genannter, mit Boden und Seitenwänden versehener, oben offener Kasten schwimmend an die Baustelle gebracht und dort mit dem in ihm allmählich aufgeführten Mauerwerk auf die Sohle der Baugrube versenkt wird.

[43]) »Fundierung im Schlammboden«, im Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

[44]) E. Otto, »Zur Gründung von Gebäuden auf Kleiboden« im Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 237.

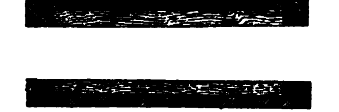


Da die Seitenwände des Kastens nach Fertigstellung des in ihrem Schutz ausgeführten Mauerwerks wieder entfernt werden, während der Boden unter dem Fundament gleichsam als Rost liegen bleibt, so hat die Senkkastengründung, die jedoch in neuerer Zeit, durch die Beton- und Brunnenfundierung verdrängt, selten mehr zur Ausführung kommt, einige Ähnlichkeit mit der Gründung auf liegenden Rosten.

Wo bei tragfähigem Boden der Senkkasten unmittelbar auf den Untergrund gestellt werden soll, wird die Baustelle nur so weit ausgebaggert, daß die Sohle geebnet werden kann. Zur sichern Führung des Kastens beim Versenken wird eine Rüstung hergestellt, die in fließendem Wasser so weit mit Brettern bekleidet wird, daß innerhalb der Umschließung sich ruhiges Wasser befindet. Eine Sicherung des fertigen Grundbaues erfolgt durch Steinwürfe oder besser durch Spundwände.

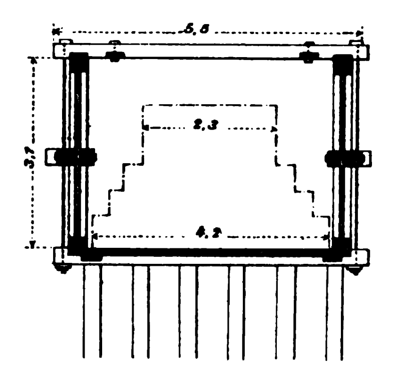
Der Boden des Senkkastens, der wie dessen Seitenwände nicht nur wasserdicht, sondern auch so stark herzustellen ist, daß sie dem äußern Wasserdruck widerstehen, bzw. die Last des Mauerwerks tragen können, wird am besten aus einer Lage dicht aneinander stoßender Bohlen oder Balken gebildet, die entweder zu spunden oder deren Fugen zu dichten, und die außerdem mit Rahmhölzern zum Tragen der Seitenwandungen zu umgeben sind (Abb. 93 u. 94).

Abb. 93 u. 94. Bodenausbildung hölzerner Senkkasten. M. 1 : 100.



Die Seitenwände des Senkkastens, die nach vollständiger Absenkung noch über den Wasserspiegel hinausragen müssen, werden aus wagerecht oder senkrecht gestellten Bohlen mit aufgenagelten Querleisten zwischen lotrechten, auf den Rahmhölzern stehenden Ständern gebildet und durch Holme und Zangen, von denen aus sie mittels eiserner, leicht entfernbaren Stangen mit dem Boden verbunden sind, in ihrer Lage erhalten. Vgl. die Abb. 95 eines Senkkastens, der nachgiebigen Untergrunds wegen auf eingerammte Pfähle aufgesetzt wurde.

Abb. 95. Querschnitt eines hölzernen Senkkastens. M. 1 : 125.



Als Grundrißform des Senkkastens, die sich derjenigen des Grundmauerwerks mit genügendem Spielraum für dessen Ausführung möglichst anschließt, wird der Einfachheit wegen häufig das Rechteck gewählt. Für Brückenpfeiler und kleinere Bauwerke genügt gewöhnlich ein einziger Senkkasten, während für Kaimauern mehrere nebeneinander stehende Kasten erforderlich sind, deren Längsseiten später miteinander verbunden werden, um nach Herausnahme der Kastenwände der Schmalseite die Mauerlücken ausmauern zu können. Sehr hohe und lange Seitenwände erfordern eine gegenseitige Absprießung im Innern des Kastens, die entsprechend dem Fortschreiten der Arbeit entfernt und durch kürzere, gegen das Mauerwerk sich stützende Streben ersetzt wird.

§ 12. **Die Mantelgründung.** Diese Gründungsart, die besonders bei der Herstellung von Brückenpfeilern da angewendet wurde, wo der tragfähige Untergrund entweder von, dem Eindringen der Umschließungswand nur geringen Widerstand entgegensetzenden lockern Bodenschichten bedeckt war, oder wo der Baugrund durch Baggerung freigelegt werden konnte, ermöglicht wie die Senkkastengründung die Ausführung eines Grundbaues in nicht zu tiefem, fließenden Wasser im Schutz ihn umgebender Wände. Da bei der zu den Flachgründungen zu zählenden Mantelgründung jedoch oben und

unten offene Kasten verwendet werden, so besitzt sie einige Ähnlichkeit mit den zu den Tiefgründungen gehörenden Brunnen- und Senkrohrgründungen (vgl. § 15 u. 16).

Die zwischen Schiffen (Abb. 96) nach ihrer Verwendungsstelle gebrachten, zur Umschließung der Baugrube dienenden und aus Holz oder Eisen bestehenden Mäntel müssen nach ihrer Versenkung und nach Dichtung des Bodens mittels einer Betonschicht leer gepumpt werden, wobei die Wandungen des Wasserdrucks wegen durch eine, mit dem Fortschreiten des Mauerwerks wieder zu entfernende Zimmerung versteift werden müssen (Abb. 97). Nach Fertigstellung des Grundbaues kann man die, alsdann aufs neue benutzbaren obern Teile der Mäntel, wie die Seitenwände der Senkkasten, wieder entfernen.

Abb. 96 u. 97. Mantelgründung. M. 1 : 340.

Abb. 96. Verbringung des Mantels zur Baustelle.

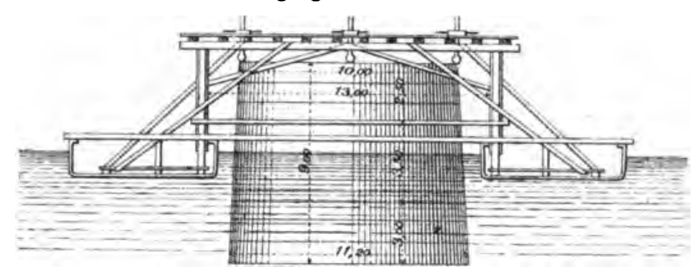
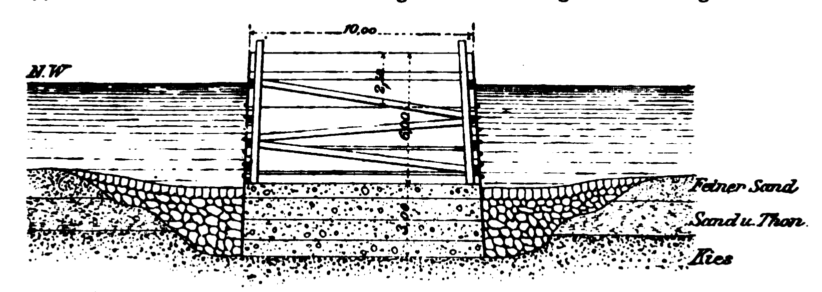


Abb. 97. Eiserner Mantel mit Betondichtung und Versteifung der Wandungen.



§ 13. Die Betongründung. Die aus Beton, d. h. einer aus Mörtel und Kies oder Steinbrocken bestehenden, an der Luft und, bei Verwendung hydraulischen Mörtels, auch unter Wasser zu einer zusammenhängenden steinharten, fugenlosen Masse erhärtenden Mischung hergestellten und sehr zweckmäßigen Betonfundamente können sowohl im trocknen, als auch unter Wasser ausgeführt werden. Im letztern Fall braucht die Baustelle nicht unbedingt Umschließungswände zu erhalten, da auch ohne diese die Betongründung unter Wasser erfolgen kann.

Eine im trocknen auf nicht festem oder ungleichartigem Boden in genügender, selten weniger als 1 m betragender Stärke hergestellte Betonschicht, welche durch die Last des Bauwerks kaum zusammengepreßt wird, gleicht etwaige Unregelmäßigkeiten der Baugrubensohle aus, bewirkt wie die Sandschüttung eine gleichmäßige Verteilung des Fundamentdrucks bzw. eine Verbreiterung der Standfläche und verhindert fast vollständig ein Setzen des Gebäudes.

Bei ihrer Anwendung unter Wasser dichtet die hergestellte Betonschicht den Boden einer mit wasserundurchlässigen Umschließungswänden versehenen Baugrube so ab, daß diese zur bequemern Herstellung des Fundamentaufbaues trocken gelegt werden kann. In fließendem Wasser wird die Baugrube mit bleibenden, später unter Niederwasser

abzusägenden und mit einem Holm oder zwei Zangen zu versehenden Spund- oder Pfahlwänden umschlossen, die das Betonbett gegen Unterspülung sichern.

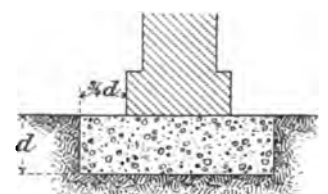
Die Stärke der Betonfundamente richtet sich nach der von ihnen zu tragenden Belastung, nach der Güte des Betons und der Beschaffenheit des Baugrunds, sowie unter Umständen nach dem Auftrieb des Wassers, d. h. nach dem Druck, dem die Betonschicht nach Auspumpen der Baugrube ausgesetzt ist. Bei wenig preßbarem Boden und unter günstigen Verhältnissen kann guter hydraulischer Beton bei 1 m Stärke mit 4 bis 5 kg/qcm, bei stark nachgiebigem oder ungleichartigem Baugrund jedoch nur mit 2,5 kg/qcm belastet werden. Muß die Betonschicht bei trocken zu legender Baugrube einem Wasserauftrieb widerstehen, so läßt sich ihre mehr als ausreichende Stärke d nach der Formel[45])

$$d = \frac{t}{\gamma} \tag{9}$$

berechnen, in der t die maßgebende Wassertiefe und γ das Gewicht der Raumeinheit des Betons beträgt.

Aus der zulässigen Belastung der Flächeneinheit des Betons ergibt sich die Grundfläche des Betonfundaments, das gewöhnlich um $\frac{3}{4}$ der Dicke d der Betonplatte über die Sohle des daraufstehenden Mauerkörpers vorsteht (Abb. 98). Ist der von diesem ausgeübte Druck größer als die zulässige Belastung des Betons, so muß durch eine Verbreiterung des Mauerwerks der Druck auf die Flächeneinheit auf das erlaubte Maß verringert werden.

Abb. 98. Betonfundament.



Bei größern Gebäuden wird meistens für jede Wand ein besonderes Betonfundament hergestellt, während kleinere, sowie auf sehr nachgiebigem Boden stehende Bauwerke, oder wenn die Kellersohle gegen das Eindringen von Grundwasser geschützt werden muß, eine die ganze Grundfläche bedeckende Betonplatte erhalten, deren Höhe h bei ganz lockerm Baugrund aus der Formel[46])

$$h = \sqrt{\frac{6\,M_{\max}}{k}}, \tag{10}$$

in der $M_{\max}$ das größte, durch die Mauerdrücke hervorgerufene Biegungsmoment und k die zulässige, 2 kg/qcm betragende Beanspruchung des Betons auf Zug bedeutet, berechnet werden kann. Bei widerstandsfähigerm Baugrund jedoch darf die so berechnete Stärke der Betonplatte, der Widerstandsfähigkeit des Untergrunds entsprechend, bis zu $\frac{1}{3}$ verringert werden. Zur bessern Druckübertragung, sowie zur Vermeidung von Rissen bei großen Biegungsspannungen wurden schon schmiedeiserne, als Verankerungen dienende Träger in die Betonplatte eingebettet.

a) Betongründung im trocknen. Wenn auch bei Gründungen im trocknen zur Betonbereitung Luftmörtel verwendet werden darf, so ist doch überall da, wo Wasserverhältnisse zu berücksichtigen sind, der Beton aus hydraulischen Mörteln, mithin aus Traß- und Zementmörtel herzustellen. Dabei empfiehlt es sich, den Mörtel für sich zu bereiten und ihn dann von Hand oder mittels Betonmühlen[47]) mit den kleingeschlagenen Steinstücken oder dem groben Kies zu vermischen.

Die Mischung geschieht meistens nach Raumteilen, aber besser nach Gewichtsteilen, weil die Volumgewichte der verschiedenen Bestandteile des Betons, besonders diejenigen

45) »Handbuch der Architektur«, 3. Aufl. 1901, 3. Teil, 1. Bd., S. 313.
46) Ebendaselbst S. 348.
47) »Mischtrommel zur Herstellung von Zementbeton« in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1895, S. 1536.

des Zements, stark schwanken. Ein häufig angewandtes, bewährtes Mischungsverhältnis, von dem neben der Art der Anfertigung, der Erhärtungsdauer und dem zur Herstellung der Mischung erforderlichen Wasserzusatz, die Festigkeit des Betons abhängt, ist: 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand und 6 Teile Steinschlag oder Kies, wobei Sand und Kies scharfkantig und von lehmigen Bestandteilen frei sein müssen.

Gewöhnlich wird zur Bereitung des Betons langsam bindender Zement und nur in Ausnahmefällen, wie z. B. für die Herstellung der Fundamente bei großem Wasserandrang schnellbindender Zement verwendet. »Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton« wurden von dem Deutschen Beton-Verein im Februar 1905 aufgestellt.[48])

Im trocknen wird der Beton, nach Einebnung der Baugrubensohle, in 15 bis 30 cm starken Schichten eingebracht und durch Stampfen mit Handrammen oder besser durch Abwalzen mit schweren Handwalzen so lange gedichtet, bis die Oberfläche des Betons feucht und glänzend wird. Bei größern Arbeiten wurden auch Betonstampfmaschinen[49]) mit Vorteil benutzt. Damit trockner Boden dem, am besten außerhalb der Baugrube gemischten Beton während des Abrammens das zu seiner Erhärtung nötige Wasser nicht entzieht, muß dieser während des Dichtens mit Wasser begossen werden.

Mit Beton auszufüllende Fundamentgräben stellt man mit senkrechten Wandungen her und versieht sie bei nicht festem Boden mit einer Auszimmerung. Ebenso ist eine in lockern Bodenschichten auszuhebende und durch Wasserschöpfung trocken zu haltende Baugrube vorher mit dichten, die Erdmassen zurückhaltenden und später das Betonfundament vor Unterspülung schützenden Spundwänden zu umgeben.

b) Betongründung unter Wasser innerhalb umschließender Wände. Wird bei der Wasserschöpfung durch das nachdringende Grundwasser eine Auflockerung der Baugrubensohle bewirkt, wie z. B. bei Sand- und Kiesschichten, so ist auf diese eine genügend dicke Schicht rasch abbindenden Betons aufzubringen und erst nach deren Erhärtung mit dem Auspumpen des Wassers zu beginnen.

Bei diesen Betonierungsarbeiten darf jedoch, auch wenn die Baugrube durch Umschließungswände gegen fließendes Wasser abgeschlossen ist, der Beton nicht frei durch das Wasser hindurchfallen, weil sonst dieses den zur Erhärtung des noch nicht abgebundenen Betons erforderlichen Mörtel ausspült. Es muß deshalb der Beton mittels besonderer ihn vor der Berührung mit Wasser schützenden Vorrichtungen oder in, erst auf der Baugrubensohle zu entleerenden Gefäßen eingebracht werden. Hierzu dienen bei größern Gründungsarbeiten Trichter oder eiserne Kasten, bei Ausführungen kleinern Umfangs schaufelartig an Stielen befestigte Blechkasten, Eimer oder Säcke, die bei Betongründungen für Hochbauten der bequemern Handhabung wegen nur einen Rauminhalt von etwa 0,1 cbm besitzen.

Die Trichter, aus Holz (Abb. 99)[50]) oder Eisen (Abb. 100)[51]) hergestellt, bestehen aus lotrechten, bis in die Nähe der Baugrubensohle reichenden und in ihrer Höhenlage verstellbaren, entweder zylindrischen oder nach unten sich erweiternden Rohren, die auf Laufkranen oder Wagen so angeordnet sind, daß sie in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen bewegt und so über jeden Punkt der Baugrube gebracht werden

---

[48]) Von der Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins in Biebrich a. Rh. zum Preise von 35 Pf. zu beziehen.

[49]) L. Franzius, »Neue Hafen-Anlagen zu Bremen« in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 441.

[50]) Nach dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, 3. Bd., hergestellt.

[51]) E. Mohr, »Die Kanalisierung der Oder von Kosel bis zur Neißemündung« in der Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 490.



können. Wird nun ein solcher Trichter, stets mit Beton gefüllt, gleichmäßig vorwärts, bzw. am Ende seines Wegs immer etwas seitwärts bewegt, so lagert sich auf der Baugrubensohle ein Betonstreifen neben den andern, bis eine Lage vollendet ist. In der

Abb. 99 u. 100. Betongründung mit Trichtern.

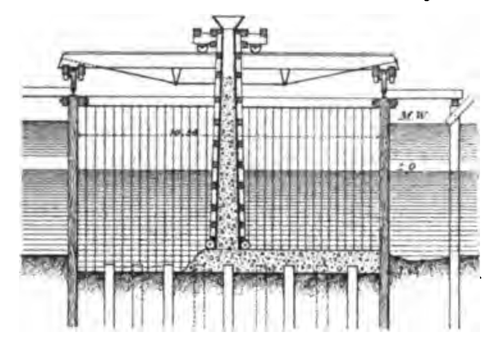


Abb. 99. Hölzerner Trichter. M. 1 : 250.

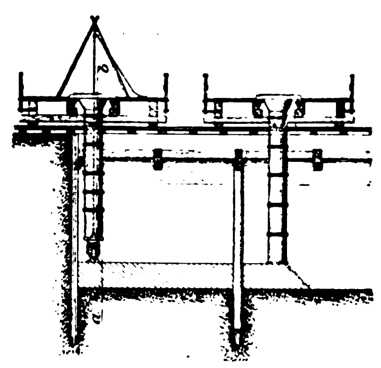


Abb. 100. Eiserner Trichter.

nächsten werden dann die einzelnen Streifen senkrecht zur Richtung der zuerst hergestellten ausgeführt und so fortgefahren, bis die Betonschicht die erforderliche Stärke besitzt. Die unten an dem Trichter befindlichen Walzen dienen zur Einebnung der frisch geschütteten Betonstreifen.

Da aber bei größern Wassertiefen die Trichter sehr lang würden und ihre gleichmäßige Fortbewegung schwierig wäre, so erfolgt in solchen Fällen die Absenkung des Betons in Kasten oder Trommeln, die sich über der Baugrubensohle entweder selbsttätig oder mittels einer Zugvorrichtung öffnen und damit entleeren. Der in den Abb. 101 u. 102 dargestellte Betonkasten[52]) aus Eisenblech, der einen Fassungsraum von 0,23 cbm besitzt und dessen beide Hälften um eine wagerechte Achse drehbar sind, wird in geschlossenem Zustand (Abb. 101) an dem Tau *b* hinabgelassen und durch Anziehen des Seils *a* mittels der an beiden Klappen befestigten Ketten geöffnet. Dabei lagern sich auf der Baugrubensohle einzelne Betonhaufen nebeneinander ab, so daß die oberste Schicht nachträglich eingeebnet werden muß.

Abb. 101 u. 102. Betonkasten.

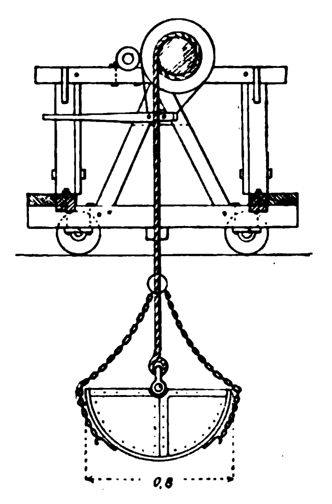


Abb. 101. In geschlossenem Zustand.

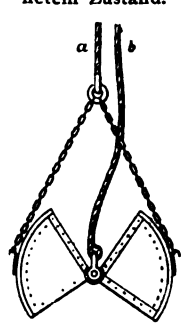


Abb. 102. In geöffnetem Zustand.

Die Blechkasten der bei kleinern Gründungsarbeiten benutzten Betonschaufeln, die der Arbeiter mittels des Stiels auf die Baugrubensohle hinabläßt, erhalten am besten Deckel, die sich beim Ausschütten des Betons selbsttätig öffnen. Bei den, gewöhnlichen Wassereimern nachgebildeten, oben unbedeckten Betoneimern, die mittels einer Hakenstange hinabgelassen und dann umgekippt werden, kommt nachteiligerweise der Beton viel mit dem Wasser in Berührung.

Wasserdichte Betonsäcke verwendet man bei kleinern Ausführungen in der Weise, daß die hinabgelassenen gefüllten Säcke auf der Baugrubensohle geöffnet und nach ihrer

[52]) Verwendet bei dem Bau der ältern Harburger Elbbrücke.

Entleerung zur Wiederbenutzung hinaufgezogen werden. Abb. 103[53]) zeigt einen, aus doppeltem Segelleinen hergestellten Sack, der oben einen eisernen Bügel besitzt, an dem er mittels eines Seils hinabgelassen und wieder heraufgezogen wird, während die mit einer besonders gebildeten Schleife (Abb. 104) versehene Verschnürung beim Entleeren durch Anziehen der Zugleine leicht gelöst werden kann.

Abb. 103 u. 104. Betonsack.

Abb. 103. Ansicht.

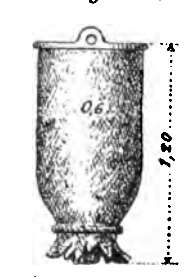
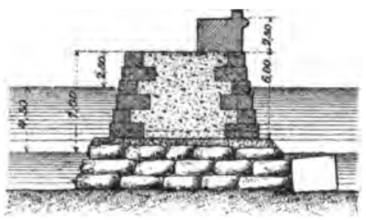


Abb. 104. Schleife.

c) Betongründung unter Wasser ohne Umschließungswände. Muß, wie beispielsweise bei Molenbauten, eine Betonversenkung unter Wasser ohne Umschließung vorgenommen werden, so kann die Betongründung mittels Säcken erfolgen, die aus durchlässigem Stoff hergestellt, mit Beton gefüllt und fest verschlossen neben- und übereinander auf den Baugrund gelegt werden (Abb. 105).[54]) Dabei schmiegen sich die Säcke, solange der Beton noch breiartig ist, dicht aneinander an und der aus dem durchlässigen Gewebe hervordringende Mörtel verbindet sie zu einem einzigen festen Betonblock.

Zwei andere, von dem englischen Ingenieur KINIPPLE angegebene Verfahren bestehen darin, daß man den mit möglichst wenig Wasser hergestellten Beton erst nach Beginn des Abbindens frei durch stehendes Wasser schüttet und ihn nur bei bewegtem durch eine Umhüllung aus Segeltuch bis zu seiner genügenden Erhärtung vor den Angriffen des Wassers schützt.[55]) Oder man versenkt statt des fertigen Betons nur seine im richtigen Verhältnis gemischten Schotter-, Kies- und Sandbestandteile auf den unter Wasser befindlichen Baugrund und verwandelt diese durch ununterbrochene Zuführung flüssigen Zements mittels eiserner Rohre in einen festen, zusammenhängenden Betonkörper.[56])

Abb. 105. Betongründung in Säcken. M. 1 : 500.



§ 14. Pfahlrostgründung.

Der zu den Tiefgründungen (vgl. § 8, S. 21) gehörende Pfahlrost besteht aus eingerammten Rostpfählen, die entweder, bis in den festen Untergrund reichend, auf diesen die Last des Bauwerks unmittelbar übertragen oder, bei zu großer Tiefenlage der tragfähigen Schichten, nur durch die Verdichtung des Bodens und durch dessen Reibung an ihren Umfangsflächen die erforderliche Standfestigkeit erhalten. Die eingerammten Pfähle, aus Holz, Beton oder Eisenbeton hergestellt, tragen die das Grundmauerwerk aufnehmende Rostdecke, die aus einem dem Schwellrost (vgl. § 10, b) ähnlichen Holzrost, einer Betondecke oder, bei Verwendung von Beton- oder Eisenbetonpfählen, einer Eisenbetonplatte bestehen kann.

Erhebt sich, wie dies bei Hochbauten meistens der Fall ist, der dann auf sog. Grundpfählen stehende, gewöhnlich innerhalb einer wasserfreien Baugrube hergestellte Pfahlrost nur wenig über die Baugrubensohle, so wird er tiefer oder tiefliegender Pfahlrost (vgl. Abb. 151), dagegen hoher oder hochliegender Pfahlrost (vgl. Abb. 156) genannt, wenn zur Ersparung an Mauerwerk die, in diesem Fall Langpfähle

53) H. WOLFFRAM, »Der Hafenerweiterungs-, Schleusen- und Kanalbau bei Oberlahnstein« in der Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 509 u. Bl. 62.

54) »Verbesserung des Hafens von Bilbao« im Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338.

55) ENGELS, »Unterseeische Bauausführungen aus Beton« im Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 196.

56) F. EISELEN, »Ausführung von Gründungen unter Wasser mit Hilfe von Zementeinpressung« in der Deutschen Bauz. 1894, S. 349 ff.

heißenden Rostpfähle einen beträchtlichen Teil ihrer Länge über den Boden hervorragen. Holzpfahlroste müssen stets unter Niedrigwasser liegen, während Betonpfahlroste und Eisenbeton-Pfahlroste von dem Wasserstand völlig unabhängig sind.

a) **Rostpfähle** werden, weil sie auf Knickfestigkeit beansprucht sind, in der Richtung des auf sie wirkenden Druckes, bei Hochbauten daher meistens senkrecht, jedoch für, Dachkonstruktionen tragende Freistützen, für die Widerlager flacher Gewölbe, sowie für Stützmauern der Druckrichtung entsprechend eingerammt.

Die Länge der Pfähle wird, wenn diese bis zu dem vorhandenen festen Untergrund hinabreichen sollen, aus dessen durch Bodenuntersuchungen (vgl. § 3) festgestellten Tiefenlage unter der Rostoberfläche, bei fehlendem festen Baugrund jedoch durch eingerammte Probepfähle ermittelt, mit denen Belastungsversuche anzustellen sind. Müßte die Pflahllänge größer als 12 bis 15 m werden, so sucht man durch eine größere Anzahl einzurammender Pfähle den Boden stärker zu verdichten und dadurch zugleich die von einem Pfahl zu tragende Last zu verringern. Bei dem hochliegenden Pfahlrost wird die Pfahllänge auch dadurch bestimmt, daß die Pfähle so tief einzurammen sind, als sie über den Boden hinausragen.

α) Holzpfähle werden aus geradegewachsenen astfreien, von der Rinde entblößten Baumstämmen hergestellt und erhalten zum bessern Eindringen in den Boden beim Rammen bei nachgiebigem Baugrund, wie Lehm-, Ton- oder Sandboden, eine genau in der Pfahlachse liegende drei- oder vierseitige (Abb. 106), etwas abgestumpfte Spitze, deren Länge gleich dem $1\frac{1}{2}$ bis $2\frac{1}{2}$fachen des Pfahldurchmessers ist. Die dreiseitige Spitze verhindert besser das Drehen des Pfahls, während die vierseitige sein Eindringen in den Boden erleichtert.

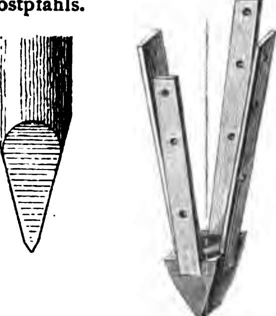


Abb. 106. Zuspitzung eines Rostpfahls.

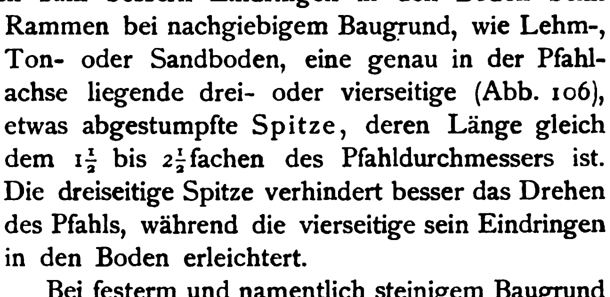


Abb. 107 u. 108. Eiserne Pfahlschuhe.

Bei festerm und namentlich steinigem Baugrund müssen die Pfähle mit aufgenagelten eisernen Pfahlschuhen versehen werden, die aus einer gußeisernen Spitze bestehen, die um vier schmiedeiserne Bänder gegossen ist (Abb. 107) oder an die diese Bänder angenietet sind (Abb. 108) und auf deren innern Kern der Pfahl mit abgestumpfter Spitze fest aufsitzen muß. Seltener kommen ganz aus Gußeisen bestehende Pfahlschuhe in Form hohler Kegel, die durch Dorne mit den Pfählen verbunden werden, zur Anwendung.

Zu den Grundpfählen verwendet man am besten frisch gefälltes, sich weniger leicht als trocknes Holz spaltendes Kiefern-, Buchen- und Ellernholz, während aus Eichenholz nur solche Langpfähle hergestellt werden, die abwechselnd der Einwirkung des Wassers und der Luft ausgesetzt sind. Tannen- und Fichtenholz sind nicht so empfehlenswert wie namentlich das Kiefernholz.

Damit der Pfahlkopf beim Einrammen nicht zersplittert, muß er, nachdem er genau senkrecht abgeschnitten und an den Kanten abgefast wurde, mit einem geschmiedeten, etwa 25 mm starken und 60 mm hohen, am besten warm aufzutreibenden Pfahlring versehen werden. Wird nach längerm Rammen das Holz des Pfahlkopfs schwammig und bürstenartig, wodurch eine Abschwächung der Rammschläge eintritt, so ist der zerstörte Teil abzuschneiden und ein neuer Kopf anzuarbeiten.

Wenn zur Erreichung des festen Baugrunds die Länge der Rostpfähle nicht genügt, so muß ein, deren Tragfähigkeit jedoch verminderndes Aufpfropfen der Pfähle vorgenommen werden, das deshalb, besonders bei mehreren nebeneinander stehenden Pfählen

zu vermeiden ist. Das Aufpfropfen erfolgt am besten dadurch, daß beide Hölzer stumpf gegeneinander gestoßen und durch angenagelte eiserne Bänder (Abb. 109) oder durch einen Dorn im Innern und umgelegte Eisenringe (Abb. 110) gegen eine Verschiebung gesichert werden. Auch kann man an der Aufpfropfungsstelle einen gußeisernen Schuh (Abb. 111) einlegen.

Abb. 109 bis 111. Aufpfropfungen.

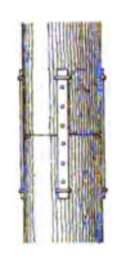


Abb. 109. Mittels Bändern.



Abb. 110. Mittels Dorns.

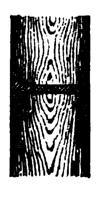


Abb. 111. Mittels Schuhes.

Die mittlere, von der Pfahllänge abhängende Stärke der Rostpfähle soll nach PERRONET für Langpfähle von 5 bis 6 m Länge zu 27 cm angenommen und für jedes Meter Mehrlänge um 28 mm vergrößert werden, während für 3 bis 4 m lange Grundpfähle ein mittlerer Durchmesser von 24 cm und für jedes Meter Mehrlänge eine Verstärkung von 14 mm genügt. Hiernach würde ein Langpfahl von 10 m Länge einen mittlern Durchmesser von 38 bis 41 cm, ein 10 m langer Grundpfahl dagegen eine mittlere Stärke von 32 bis 34 cm besitzen müssen.

β) Eiserne Schraubenpfähle, in der ersten Zeit aus Gußeisen, jetzt aus Schmiedeeisen hergestellt, sind dauerhafter als Holzpfähle, nicht wie diese den Zerstörungen der

Abb. 112 u. 113. Geschmiedete Pfahlschraube. M. 1 : 20.

Abb. 112. Ansicht.

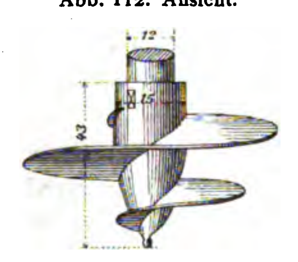


Abb. 113. Grundriß.

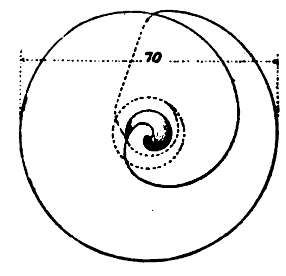
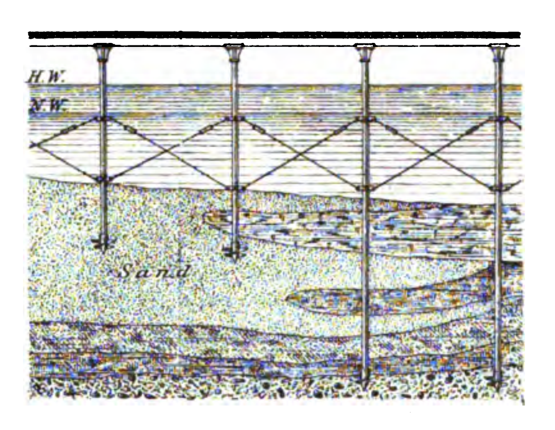


Abb. 114. Landungssteg auf Schraubenpfählen. M. 1 : 400.



Bohrwürmer ausgesetzt und bedürfen keiner Rüchsichtnahme auf wechselnde Wasserstände. Sie werden, unten mit gußeisernen oder geschmiedeten, sowohl zum Einschrauben als auch zum Tragen dienenden und deshalb Durchmesser von oft über 1 m besitzenden Pfahlschrauben (Abb. 112 u. 113)[57]) versehen, bei Landungsbrücken (Abb. 114),[58]) kleinern Leuchttürmen, Badeanstalten und dgl. verwendet.

---

[57]) Verwendet bei einem Viadukt der Eisenbahn von La Guaria nach Caracas in Venezuela.

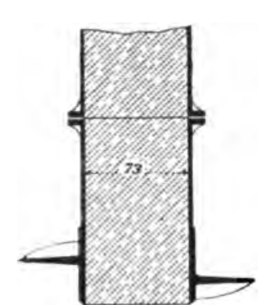
[58]) F. HEINZERLING, »Bau der Landungsbrücke bei Lewes in den Vereinigten Staaten von Nordamerika« in der Deutschen Bauz. 1874, S. 197.

Die Schraubenpfähle, die für Hochbauten selten Verwendung finden, lassen sich in nicht zu zähe Schichten gut einschrauben und besitzen bei vollen Pfählen bis zu 10 m Länge einen Durchmesser von 12 bis 15 cm, bei größern Längen bis 15 m eine Stärke bis 20 cm. Ihre Tragfähigkeit kann zu 45 kg für 1 qcm Pfahlkopffläche oder zu 12 kg für 1 qcm Stützfläche angenommen werden.[59])

Auch rohrförmige Schraubenpfähle aus Gußeisen, die nachträglich mit Beton ausgefüllt und deren einzelne Teile mittels Flanschen zusammengeschraubt wurden, kamen mit unten angegossener Schraube zur Verwendung (Abb. 115 bis 117).[60])

Abb. 115 bis 117. Mit Beton ausgefüllte eiserne Schraubenpfähle. M. 1 : 55.

Abb. 115. Ansicht. Abb. 117. Querschnitt.



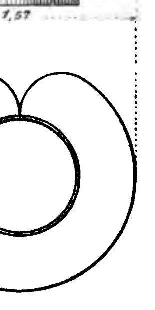
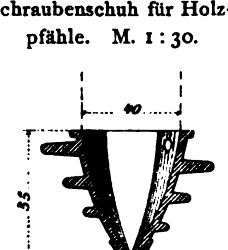


Abb. 116. Grundriß.

Abb. 118. Gußeiserner Schraubenschuh für Holzpfähle. M. 1 : 30.



Bei Pfahlrosten wird man Schraubenpfähle nur da anwenden, wo das Einrammen von Holzpfählen aus irgendeinem Grund unterlassen werden muß und wo das Einspülen der Pfähle (vgl. § 14, d) ebenfalls nicht möglich ist. Dabei können auch Holzpfähle mit Schraubenschuhen aus Gußeisen (Abb. 118),[61]) in denen das Pfahlende befestigt wird, versehen werden.

Die Tragfähigkeit der Schraubenpfähle hängt weniger von der Tiefe ihres Eindringens in den Boden, als hauptsächlich von dessen Tragfähigkeit ab. Sei die Grundfläche der Schraube gleich F qcm und die zulässige Belastung (vgl. § 4) der betreffenden Bodenart gleich σ kg/qcm, so vermag der Schraubenpfahl eine Belastung L in kg zu tragen:

$$L = F \cdot \sigma. \tag{11}$$

γ) Betonstampfpfähle werden in neuerer Zeit neben Rammpfählen aus Eisenbeton ihrer leichten Herstellung, Dauerhaftigkeit und verhältnismäßigen Billigkeit wegen als Ersatz der eisernen, sowie der hölzernen Pfähle namentlich da verwendet, wo stark wechselnde Wasserstände die Benutzung von Holzpfählen nicht gestatten.

Die Betonstampfpfähle können ohne oder mit vorübergehender, sowie auch mit bleibender Ummantelung ausgeführt werden, indem man im ersten Fall durch eingerammte und wieder herausgezogene Pfähle oder durch Fallbohrer Löcher in dem Baugrund herstellt und diese mit Beton ausstampft, oder indem man in weniger widerstandsfähigem, leicht wieder zusammenfließendem Boden Eisenrohre in diesen einrammt und dann entweder absatzweise unter fortwährender Ausstampfung mit Beton wieder herauszieht oder sie auch zum Schutz der Betonpfähle im Boden stecken läßt.

In ziemlich festem, trocknem Boden kann ein, oben mit widerstandsfähigem Kopf und unten mit einer Stahlspitze versehenes Eisenrohr (Abb. 119)[62]) in den Boden ein-

[59]) »Handbuch der Architektur«, 3. Aufl. 1901, 3. Teil, 1. Bd., S. 368.

[60]) Verwendet bei der ostpreußischen Südbahn.

[61]) E. Stuertz, »Reiseskizzen aus Holland, Belgien und England« in der Deutschen Bauz. 1870, S. 255f.

[62]) Die Abb. 119 bis 122, sowie 127 u. 128, sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, 3. Bd., Kap. I: »Der Grundbau«, bearbeitet von Prof. L. von Willmann, entnommen.

gerammt und dann wieder herausgezogen werden, worauf die verbleibende Höhlung mit Beton ausgestampft wird (Abb. 120). Der Durchmesser der Stahlspitze ist etwas größer als derjenige des Eisenrohrs, damit sich dieses zur Fertigstellung der Betonpfähle, die in Amerika Simplexpfähle genannt werden, leichter herausziehen läßt.

Abb. 119 u. 120. Herstellung eines Beton-Stampfpfahls in festem Boden.

Abb. 119. Eingerammtes Rohr. Abb. 120. Mit Beton ausgestampfte Höhlung.

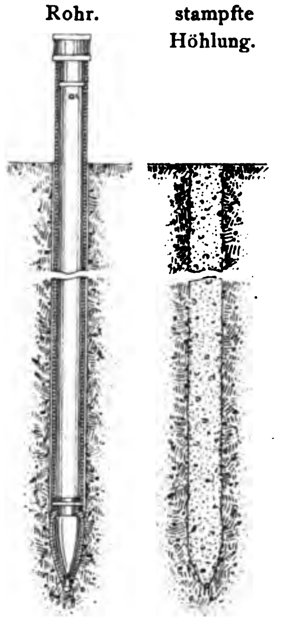
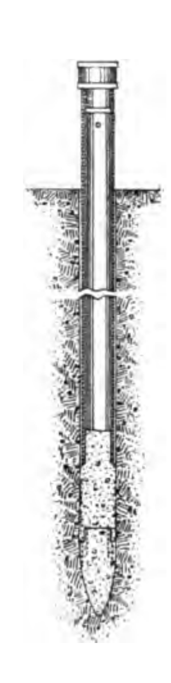


Abb. 121. Herstellung eines Beton-Stampfpfahls in weichem Boden.

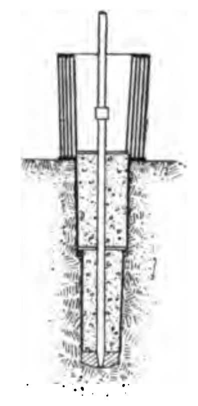


Ist dagegen der Boden weich und sumpfig, so verwendet man statt der mit dem Rohr fest verbundenen Stahlspitze Betonspitzen mit Metalleinlagen, die nur mit einem Falz in das Eisenrohr eingreifen und bei dessen Herausziehen unter dem herzustellenden Betonpfahl stecken bleiben. Damit sich hierbei das mit Beton auszustampfende Loch nicht mit dem zusammenfließenden Boden füllt, wird das Rohr nur absatzweise um die Höhe einer einzubringenden Betonschicht hochgezogen (Abb. 121).

Sind Betonstampfpfähle unter Wasser herzustellen oder sollen sie über den Wasserspiegel hinausragen, so wird das später wieder herauszuziehende Rammrohr noch mit einem äußern, bis über die Wasseroberfläche reichenden Blechmantel umgeben, in dessen Schutz das Einstampfen des Betons bis zur gewünschten Höhe erfolgen kann und der nach Herstellung des Betonpfahls, wenn dieser nicht über den Erdboden hervorragen soll, ebenfalls herausgezogen wird, dagegen dem Betonpfahl als Schutzhülle verbleibt, wenn dieser bis über den Wasserspiegel reichen muß.

Die in bleibender Ummantelung ausgeführten, für größere Tiefen verwendbaren Raymondpfähle werden dadurch hergestellt, daß kegelförmig sich verjüngende, fernrohrartig ineinander steckende 2,5 m lange Rohrteile aus Eisenblech, deren unterster mit einer stumpfen Gußstahlspitze versehen ist, in den Boden eingetrieben werden und, mit Beton ausgefüllt, den herzustellenden Betonpfahl liefern (Abb. 122).

Abb. 122. Zum Teil hergestellter Raymond-Pfahl.



δ) Rammpfähle aus Eisenbeton, die besonders sorgfältig herzustellen sind, bestehen aus einem mit Beton umstampften Eisengerippe, das meistens nach HENNEBIQUE aus der Länge nach durchlaufenden Rundeisen besteht, die in Abständen von 20 bis 30 cm durch Ankerschlingen aus Eisendraht zusammengehalten werden und am untern Pfahlende zu einer Spitze zusammenlaufen (Abb. 123 bis 126).[63]

Das Umstampfen des Eisengerippes mit Beton erfolgt in aus Brettern hergestellten Formen am besten in der Längsrichtung des Pfahls, dessen Kopf beim Einrammen durch eine Rammhaube geschützt wird. Diese

[63]) »Betoneisenpfähle unter Grundmauern« im Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 560.

kann in verschiedener Weise z. B. als Metallkappe ausgebildet werden, innerhalb der sich eine den verjüngten Pfahlkopf überdeckende und umgebende, einige Zentimeter hohe Schicht von Sand oder Sägespänen befindet. Soll der Pfahl mittels Wasserspülung (vgl. § 14, d) eingetrieben werden, so erhält seine Spitze ein Loch zur Einführung des Wasserrohrs.

Abb. 123 bis 126. Rammpfahl aus Eisenbeton.

Abb. 123. Pfahlkopf.

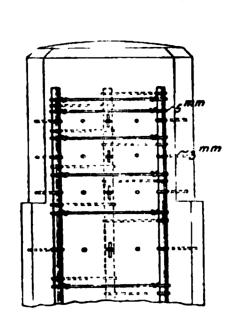


Abb. 124. Schnitt *ab*.

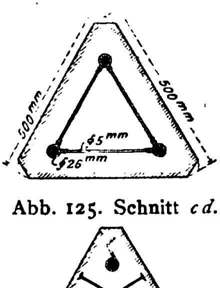
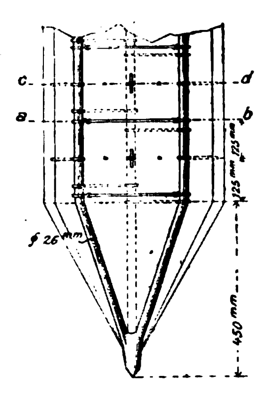


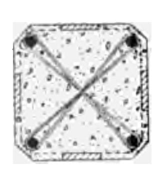
Abb. 125. Schnitt *cd*.

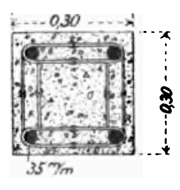
Abb. 126. Pfahlspitze.



Als günstigste Form des Querschnitts der Eisenbeton-Pfähle hat sich das gleichseitige Dreieck mit abgestumpften Ecken (vgl. Abb. 124 u. 125) ergeben; doch kommt auch vielfach der quadratische Querschnitt zur Ausführung (Abb. 127 u. 128).

Abb. 127 u. 128. Querschnitte vierseitiger Eisenbeton-Pfähle.





Die in den Abb. 123 bis 126 abgebildeten, beim Amtsgerichts-Gebäude Wedding in Berlin angewendeten, bis zu 8 m langen Eisenbetonpfähle wurden aus bestem Portland-Zement und reinem, scharfem Flußkies von mittlerer Größe im Verhältnis von 1 : 3 hergestellt, wobei das Einstampfen der sorgfältig gemischten Betonmasse in 20 cm hohen Schichten erfolgte. Die fertigen Pfähle wurden unter ständiger Anfeuchtung 7—8 Tage in der Form gelassen, dann außerhalb dieser noch weitere 8—10 Tage fortwährend angefeuchtet und hierauf 4 Wochen lang auf dem Lagerplatz erhärten lassen, ehe sie zur Verwendung kamen. Die Gesamt-Herstellungskosten betrugen etwa 10 M für das Meter Pfahllänge.

b) Die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle.[64]) Die bis in den festen Untergrund reichenden und somit auf diesen die Last des Bauwerks unmittelbar übertragenden Pfähle kann man je nach der Beschaffenheit der den tragfähigen Baugrund überlagernden Schichten entweder nur auf Druck oder, wie die über den Erdboden hinausreichenden Teile der Langpfähle, auf Knicken berechnen. Die zulässige Belastung darf für lange Pfähle und lockern Boden zu 20 kg, für kurze Pfähle und weniger lockern Boden zu 40 kg für 1 qcm Pfahlkopffläche angenommen werden.[65])

Zur Berechnung der Pfähle, die nicht bis zum festen Untergrund eingetrieben werden, wurden verschiedene Formeln aufgestellt, die aus dem Maß des Eindringens der Pfähle

[64]) Vgl. auch Bubendey, »Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle« im Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533f. u. 545ff.

[65]) »Handbuch der Architektur«, 3. Aufl. 1901, 3. Teil, 1. Bd., S. 371.

unter den letzten Schlägen des Rammbären die Tragfähigkeit berechnen lassen und von denen diejenige von Brix z. B. lautet:

$$L = \frac{h.P^2.Q}{e(P+Q)^2}. \tag{12}$$

In dieser Formel bedeutet L die rechnungsmäßig von dem Pfahl zu tragende Last, h die Fallhöhe des Rammbären in mm, P dessen Gewicht in kg, Q dasjenige des Pfahls und e die Anzahl der mm, um die der Pfahl unter dem letzten Schlag eingedrungen ist. Da die Größen h, P und Q bekannt sind, so kann, nachdem die Größe e des letzten Eindringens beobachtet wurde, die Tragfähigkeit L des Pfahls berechnet werden. Doch wird diese nicht voll ausgenutzt, sondern die zulässige Belastung gewöhnlich nur gleich einem Viertel der berechneten Tragkraft angenommen.

Da aber die Tragfähigkeit der nicht bis zum festen Untergrund reichenden Pfähle, besonders bei Ton- und Lehmboden, mit dem Feuchtigkeitsgehalt der sie umgebenden Schichten sich erheblich ändern kann, so empfiehlt es sich, die auf rechnerischem Wege gefundenen Belastungswerte mit Erfahrungsergebnissen zu vergleichen, oder, bei deren Fehlen, mit eingeschlagenen Probepfählen[66]) Belastungsversuche anzustellen. Hierbei werden gewöhnlich vier, in die Ecken eines Quadrats oder Rechtecks gestellte Pfähle mit einem Holzboden überdeckt, der mit alten Eisenbahnschienen gleichmäßig so lange belastet wird, bis ein Einsinken der Pfähle zu beobachten ist.

Abb. 129. Aufsetzer.

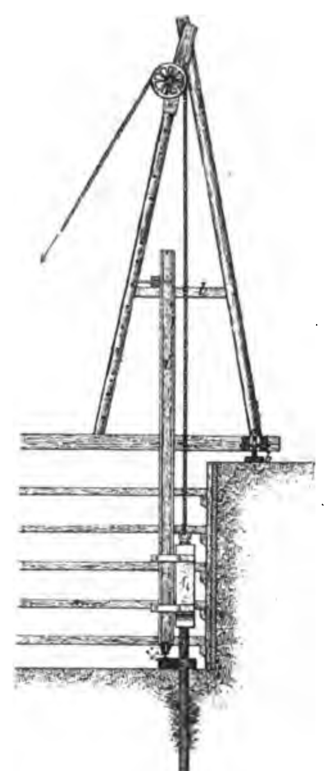


Abb. 130. Einläufige Tieframme.

c) **Das Einrammen der Pfähle** erfolgt meistens mit dem Zopfende, d. h. Wipfelende nach unten, weil dann der Pfahl, nach oben breiter werdend, eine größere Tragfähigkeit besitzt und weil das stärkere Stammende den Schlägen des Rammbären besser widerstehen kann. Das Eintreiben der Pfähle geschieht bei trocken gelegter Baugrube von deren Boden, sonst von festen oder schwimmenden Gerüsten aus; die letztern werden aus durch Balken zusammengekuppelten Kähnen gebildet.

Zum Eintreiben von Langpfählen stellt man zur Vermeidung hoher Gerüste die Rammen oft auf Böcke, während beim Absenken von Grundpfählen, um nicht einen die Wirkung des Rammens beeinträchtigenden, Rammknecht oder Jungfer genannten Aufsetzer (Abb. 129)[67]) benutzen zu müssen, die Rammen möglichst tief zu stellen sind. In engen, tiefen Baugruben ist deshalb die Verwendung von Tieframmen (Abb. 130) empfehlenswert, bei denen die Läuferruten bis auf die Baugrubensohle reichen, während die Rammstube auf Bodenhöhe liegt.

Bei umfangreichern Rammarbeiten ist ein, die Stellung und die Nummern der einzelnen Pfähle angebender Pfahlriß anzufertigen, sowie ein Rammverzeichnis zu führen, das

---

66) Fülscher, »Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals« in der Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 526.

67) Die Abb. 129 bis 136, sowie 141 bis 145 sind nach dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl. 1897, 4. Bd., Kap. III: »Rammen und zugehörige Hilfsmaschinen«, bearbeitet von Bauinspektor R. Graepel und Baumeister M. Valentin, hergestellt.

die Nummer, Länge und Stärke eines jeden Pfahls, die Art der Ramme, Gewicht und Fallhöhe des Rammbären, die Größe des Eindringens der Pfähle während der letzten Schläge, sowie den Tag deren Einrammens und die Arbeiterzahl enthält. Zum Eintreiben der Pfähle werden hauptsächlich folgende Rammvorrichtungen verwendet: Zugrammen, Kunstrammen, Wipprammen und Dampframmen.

α) Die Zug- oder Laufframme, deren Hubhöhe nur 1,2 bis 1,6 m beträgt, besteht aus einem in der Ebene der auch Rammboden genannten Rammstube liegenden viereckigen oder, bei der zum Rammen in den Ecken der Baugrube dienenden Winkelramme, dreieckigen Schwellwerk *a*, auf dem die durch Streben *g* und *h* (Abb. 131 u. 132) gestützten, zur Führung des Rammbären dienenden Läuferruten eingezapft

Abb. 131 u. 132. Zweiläufige Zugramme.

Abb. 131. Vorderansicht. Abb. 132. Seitenansicht.

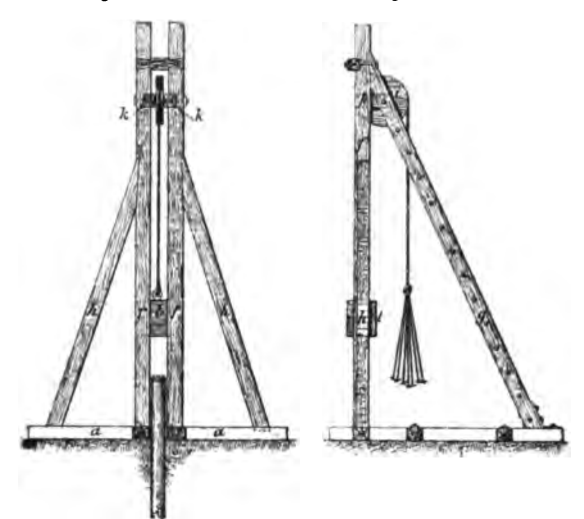
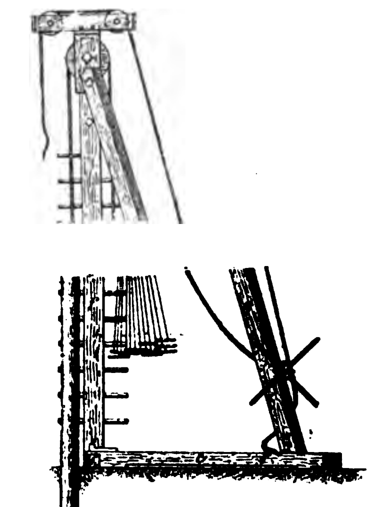


Abb. 133. Einläufige Zugramme. M. 1 : 150.



sind. Je nach dem Vorhandensein von nur einer oder zwei Läuferruten unterscheidet man einläufige (vgl. Abb. 130 u. 133) und zweiläufige oder doppelläufige Zugrammen (vgl. Abb. 131).

Bei der einläufigen Zugramme umfaßt der aus Eichenholz oder Gußeisen bestehende, auch Rammklotz genannte und 200 bis 600 kg schwere Rammbär die Läuferrute mit Klammern (vgl. Abb. 130), während er bei der doppelläufigen Ramme mit Federn beiderseitig in die Nuten der Läuferruten eingreift (vgl. Abb. 131) und mittels eines über die Rammscheibe *i* (vgl. Abb. 132) führenden Seils an Knebeln durch die Arbeiter in die Höhe gezogen und dann auf den zwischen den Läuferruten stehenden Pfahl fallen gelassen wird. Nach je 20 bis 30 ununterbrochenen, eine Hitze genannten Schlägen muß eine Ruhepause von 2 bis 3 Minuten für die Arbeiter eintreten, deren Zahl so zu bestimmen ist, daß auf je 100 kg Bärgewicht 6 Mann kommen.

Zur Erleichterung des Einsetzens der Pfähle befindet sich bei den einläufigen Zugrammen oben ein wagerechtes, Trietzkopf genanntes Holz mit zwei Rollen (vgl. Abb. 133), über die das an einem Haspel befestigte, zum Aufrichten der Pfähle dienende Seil läuft.

β) Die Kunstrammen (Abb. 134 u. 135), die dasselbe Rammgerüst, jedoch eine größere Hubhöhe wie die Zugrammen besitzen, demgemäß eine kräftigere Wirkung wie diese hervorbringen und deshalb nur bei stärkern Pfählen verwendet werden können, unterscheiden sich von den Zugrammen dadurch, daß bei ihnen der an einem Seil oder

an einer Kette mittels einer von vier Arbeitern oder durch Dampfkraft, Wasserdruck oder Elektrizität betriebenen Winde hochgezogene Rammbär in einer beliebig einzustellenden Höhe selbsttätig gelöst wird und, nur durch die Läuferruten geführt, frei herabfällt.

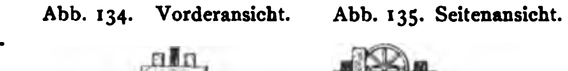


Abb. 134 u. 135. Kunstramme. M. 1 : 125.

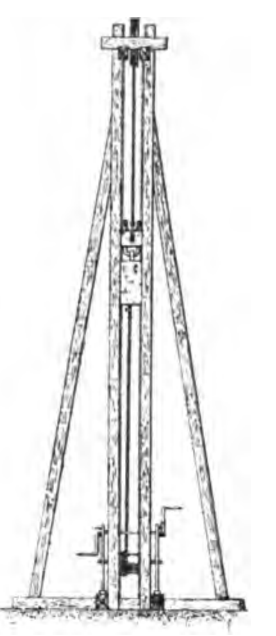


Abb. 134. Vorderansicht.

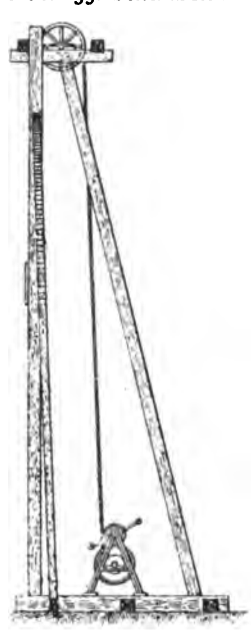
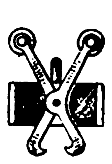


Abb. 135. Seitenansicht.

Zu diesem Zweck erfolgt die Verbindung der Windekette mit dem 600 bis 1000 kg schweren Rammbär durch einen Schnepper, d. h. einen mit Gegenarm versehenen Hebel oder einen scherenartigen Doppelhaken (Abb. 136), dessen Drehpunkt in dem auch Katze genannten Fallblock liegt, der nach Auslösung des Bären durch sein Gewicht die Kette bzw. das Seil mit herunterzieht. Stößt nun dieser Schnepper in der gewünschten Fallhöhe an einen Dorn an, oder wird er durch eine daselbst befindliche Verengung der Laufrinne zusammengedrückt, so lassen die Haken den Rammbär los, um ihn, unten angekommen, selbsttätig wieder zu fassen.

γ) Die Wippramme, eine Art Kunstramme, besteht aus einem ungleicharmigen Hebel, dessen zu seiner Lagerung erforderliches Rahmwerk an dem einzurammenden Pfahl befestigt ist und diesen dadurch in vorteilhafter Weise fortwährend belastet. Ziehen nun die Arbeiter, wie bei der Zugramme, mittels Knebeln an dem hintern Ende des Wippbaumes, so hebt dessen anderes Ende den zwischen Läuferruten geführten und an einer kurzen, mit Schnepper versehenen Kette hängenden Rammbär in die Höhe, der in etwa 1,6 m Hubhöhe selbsttätig auf den Pfahlkopf herabfällt.

Abb. 136. Schnepper. M. 1 : 50.



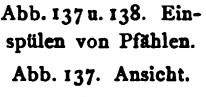
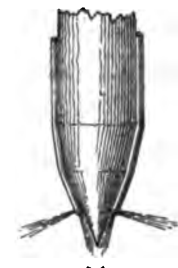


Abb. 137 u. 138. Einspülen von Pfählen.

Abb. 137. Ansicht.



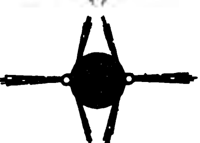


Abb. 138. Grundriß.

δ) Die Dampframmen,[68]) am besten mit unmittelbarer Dampfwirkung, haben den Vorteil, daß die Aufeinanderfolge der Schläge — 30 in einer Minute — eine raschere ist als bei den Zug- und Kunstrammen, sowie daß der Pfahl mit dem zur Bewegung des Rammbären dienenden Kolben dauernd belastet ist.

d) **Das Einspülen der Pfähle,**[69]) das bei Sandboden mit Vorteil angewendet wird, besteht darin, daß durch eiserne, an den Außenseiten der Pfähle angebrachte Rohre (Abb. 137 u. 138) von 3 bis 6 cm Durchmesser mittels einer Pumpe oder städtischen Wasserleitung Druckwasser nach dem Fuß des einzutreibenden Pfahls geleitet wird, das den Boden daselbst so lockert, daß schon das Eigengewicht der Pfähle oder eine geringe Belastung jene einsinken läßt.

[68]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl. 1897, 4. Bd., Kap. III: »Rammen u. zugehörige Hilfsmaschinen«, S. 250—278.

[69]) Vgl. auch B. Wieck, »Über das Einsenken hölzerner Brückenpfähle mittels Wasserspülung« in der Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 45 ff.

Damit die Wasserspülung gleichmäßig um die Spitze des Pfahls erfolgt und dadurch dessen seitliches Ausweichen aus seiner Achsenrichtung vermieden wird, leitet man entweder das untere Ende des Druckwasserrohrs unter die Pfahlspitze oder befestigt mehrere Rohre symmetrisch zur Achse an dem abzusenkenden Pfahl.

Auch zum Eintreiben von Spundpfählen hat man die Wasserspülung benutzt, indem man an je einem durch Klammern verbundenen Pfahlpaar beiderseits ein eisernes, nach dem Absenken wieder herauszuziehendes Rohr (Abb. 139 u. 140)[70] anbrachte, an dessen oberes umgebogenes Ende der Druckwasserschlauch angeschraubt wurde.

Abb. 139 u. 140. Einspülen von Spundpfählen.

Abb. 139. Vorderansicht. Abb. 140. Seitenansicht.

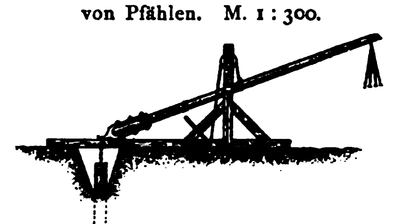


Abb. 141. Wuchtebaum zum Ausziehen von Pfählen. M. 1 : 300.

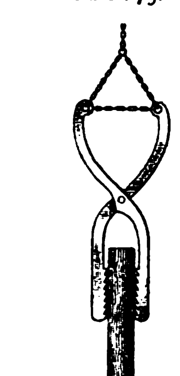


Abb. 142. Greifzange. M. 1 : 75.

Abb. 143. Greifring. M. 1 : 50.

e) **Das Ausziehen der Pfähle** wird bei, zu vorübergehenden Zwecken benutzten und solchen Pfählen erforderlich, die eine fehlerhafte Stellung erhielten oder wegen teilweiser Zerstörung, angetroffener Hindernisse im Boden u. dgl. wieder beseitigt werden müssen. Dieses Ausziehen, das meistens durch Zug bzw. Druck bewirkt wird, wobei man neuerdings zur Vermeidung der Reibung der Pfähle im Boden Druckwasser in diesen einspritzt, erfolgt mit dem Wuchtebaum, durch Winde- und Schraubenvorrichtungen, durch Benutzung des Wasserauftriebs, sowie unter Zuhilfenahme von Sprengmitteln.

α) Der Wuchtebaum (Abb. 141), zu dessen Heben ein Bockgestell mit Windevorrichtung dient, ist ein aus einem starken Balken gebildeter Hebel, an dessen vorderm Ende mittels einer kurzen Kette und einer Greifzange (Abb. 142) oder eines Greifrings (Abb. 143) der auszuziehende Pfahl befestigt wird, während Arbeiter das andere Ende an angebrachten Leinen niederziehen.

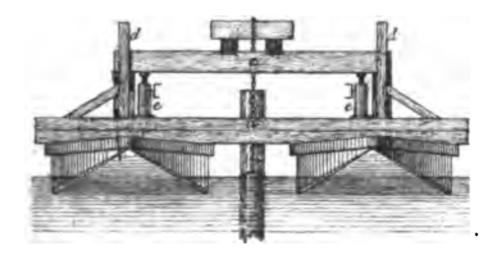


Abb. 144. Ausziehen von Pfählen mittels Schraubenwinden. M. 1 : 100.

β) Windevorrichtungen, als welche die einfache Wagenwinde, die Haspelwinde und andere, durch Verbindung von Haspeln oder Winden mit, an einem über dem auszuziehenden Pfahl aufgestellten Bock befestigten Rollen und Flaschenzügen entstehende Vorkehrungen dienen, werden zum Ausziehen leichter Pfähle benutzt.

[70]) E. Lieckfeldt, »Die Bauausführung der neuen Stadtschleuse in Bromberg« in der Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 510.

γ) Schraubenvorrichtungen kommen bei schwimmenden Rüstungen in der Weise zur Anwendung, daß man die Schrauben *e* (Abb. 144) an einem quer über zwei Schiffe reichenden Träger *c*, an dem die Pfahlkette befestigt ist, angreifen läßt. Statt der Schraubenvorrichtungen können auch hydraulische Pressen verwendet werden.

δ) Der Wasserauftrieb wird zum Ausziehen von Pfählen benutzt, indem man bei der in Abb. 144 dargestellten Anordnung durch Ballast oder eingelassenes Wasser die Schiffe möglichst tief eintauchen läßt, dann den auszuziehenden Pfahl an dem Querbalken befestigt und nun durch Entfernen des Ballastes bzw. Auspumpen des Wassers die Schiffe und mit ihnen den Pfahl hebt. Im Flutgebiet kann auch dieser bei Ebbe an dem Querbalken befestigt werden, worauf bei steigender Flut die sich hebenden Schiffe den Pfahl ausziehen.

ε) Sprengmittel, die namentlich zur Beseitigung von Pfahlstümpfen dienen, können nur da Verwendung finden, wo dadurch in der Nähe stehende Gebäude nicht gefährdet werden.

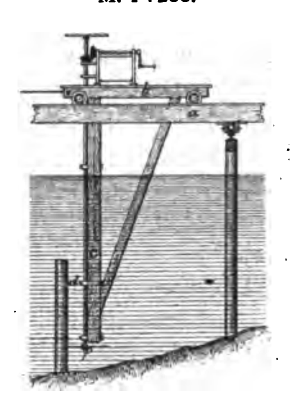
f) Das Abschneiden der Pfähle, das auch bei vorübergehend nötig gewesenen Pfählen, deren Ausziehen örtlicher Verhältnisse wegen nicht angeht, vorkommt, muß bei bleibenden Pfahlrostpfählen, ebenso wie das Anschneiden von Zapfen an diesen, stets unter Wasser mittels sog. Grundsägen[71]) vorgenommen werden. Als solche dienen:

α) Die gerade Säge, die aus einem senkrecht stehenden, auf Rollen auf einem festen Gerüst hin und her bewegten Gatter besteht, an dem unten ein Sägeblatt eingespannt ist.

β) Die Pendelsäge, bei der das Sägeblatt in einem dreieckigen, pendelartig aufgehängten, mittels Seilen und Ketten ebenfalls hin und her bewegten Rahmen eingespannt ist, wird wegen ihres nicht völlig geraden Schnitts mehr zum Abschneiden überflüssiger Pfähle verwendet.

γ) Die Kreissäge (Abb. 145) besteht aus einem Kreissägeblatt, das an einer senkrecht stehenden, durch eine Kurbel mit Zahnradübersetzung in Umdrehung zu versetzenden Welle befestigt ist.

Abb. 145. Kreissäge zum Abschneiden von Pfählen. M. 1 : 200.



δ) Die Bandsäge, über zwei Rollen gelegt und zwischen diesen hin und her bewegt, ergibt einen sehr geraden Schnitt und wird namentlich zum Anschneiden von Zapfen verwendet.

g) Der tiefliegende Holz-Pfahlrost besteht aus den die Last des Bauwerks auf den tragfähigen Untergrund übertragenden, nur wenig über den Boden hervorragenden Rostpfählen und aus einer, Rostdecke oder Rostbelag genannten, das Fundamentmauerwerk aufnehmenden Zwischenkonstruktion. Bei dem Holz-Pfahlrost wird die Rostdecke, ähnlich wie der Schwellrost (vgl. § 10, b), aus den auf die Pfähle gelegten, Grund- oder Rostschwellen heißenden und mindestens 25 cm starken Langschwellen, den darüber aufgebrachten 15/17 bis 15/20 cm starken Querschwellen und dem zwischen diesen letztern und gleichlaufend mit ihnen liegenden, 8 bis 10 cm starken Bohlenbelag gebildet.

Die 20 bis 30 cm starken Rostpfähle sind möglichst der Druckrichtung entsprechend, bei Gebäuden demgemäß senkrecht, bei Widerlagern, Futtermauern u. dgl. dagegen

[71]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl. 1897, 4. Bd., Kap. III, S. 303—310.

schräg einzurammen (Abb. 146).[72]) Die Pfahlreihen, die meistens gleichlaufend (Abb. 147 u. 148),[73]) seltener gegeneinander versetzt (Abb. 149 u. 150) angeordnet werden, haben in der einen Richtung einen Abstand von 0,8 bis 1,2 m, in der andern dagegen einen solchen von 1,0 bis 1,5 m. Damit die äußern Pfahlreihen so viel wie die übrigen

Abb. 146. Schrägstehende Rostpfähle.

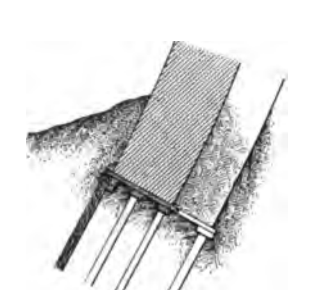


Abb. 147 u. 148. Pfahlrost mit gleichlaufenden Reihen.

Abb. 147. Ansicht.

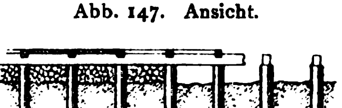


Abb. 148. Grundriß.

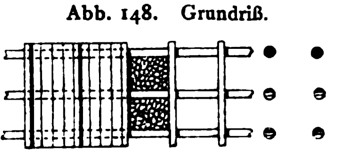
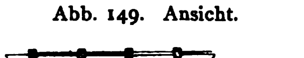


Abb. 149 u. 150. Pfahlrost mit versetzten Reihen.

Abb. 149. Ansicht.



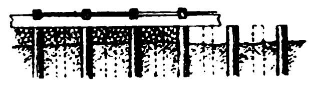


Abb. 150. Grundriß.

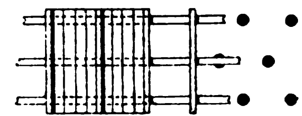


Abb. 151. Tiefliegender Holz-Pfahlrost. M. 1 : 100.

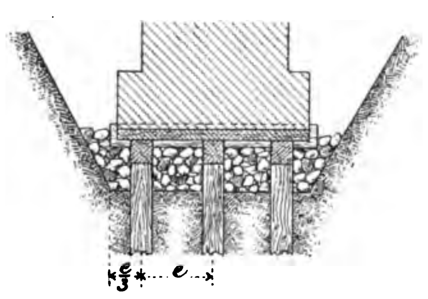


Abb. 152 u. 153. Pfahlrost für ein rechteckiges Gebäude.

Abb. 152. Schnitt *a b*.

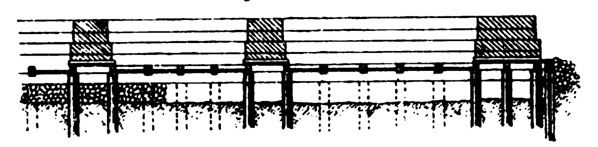
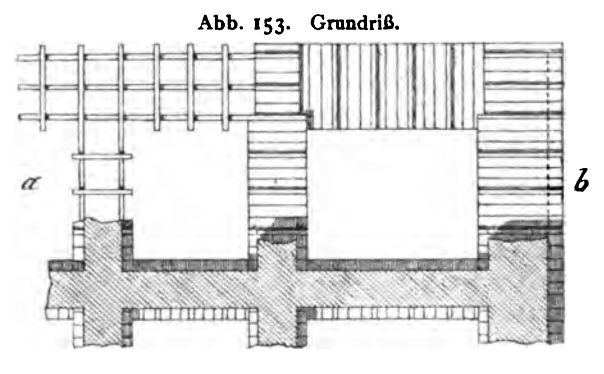


Abb. 153. Grundriß.



zu tragen haben und kein ungleichmäßiges Setzen erfolgt, dürfen sie nicht bündig mit dem darüberstehenden Mauerwerk angeordnet werden, sondern sind um etwa 0,2 bis 0,3 m nach innen zu rücken (Abb. 151).[74])

Der Grundriß des Pfahlrostes richtet sich nach demjenigen des darauf zu setzenden Mauerwerks, wobei die Verteilung der Pfähle so geschehen soll, daß jeder Pfahl eine gleich große Last zu tragen hat und daß in jede Ecke, sowie unter jeden Kreuzungspunkt der Lang- und Querschwellen ein Rostpfahl zu stehen kommt. Die Anordnung des Rostes gestaltet sich bei rechteckigen Grundrißformen (Abb. 152 u. 153) am einfachsten, während z. B. bei dem Rost eines Widerlagers mit schrägem Flügel (Abb. 154)

---

[72]) Die Abb. 146, 154 bis 156, 166 bis 169 u. 172 sind nach dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, III. Bd., Kap. I: »Der Grundbau«, hergestellt.

[73]) Die Abb. 147 bis 150, sowie 152 u. 153 sind nach den »Aufgaben aus den Gebieten der Baukonstruktions-Elemente« von L. von Willmann, Darmstadt 1882, hergestellt.

[74]) Die Abb. 151 u. 157 sind nach dem »Handbuch der Architektur«, 3. Aufl. 1901, 3. Teil, 1. Bd., 2. Abt.: »Fundamente«, bearb. von Geh. Baurat Prof. Dr. Eduard Schmitt, hergestellt.

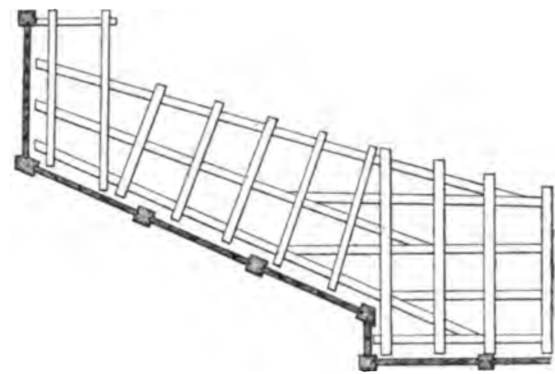
ein Zusammenschieben und gegenseitiges Verzapfen der Rostschwellen, sowie eine verschieden gerichtete Lage der Querschwellen nötig wird.

Die erforderliche Anzahl der Pfähle, deren Köpfe so tief liegen müssen, daß die hölzerne Rostdecke auch bei einer etwaigen spätern Senkung des Grundwasserspiegels sich noch 0,3 bis 0,5 m unter diesem befindet, berechnet sich aus der Formel

$$n = \frac{L}{F \cdot k}, \qquad (13)$$

worin L die Gebäudelast in kg, k die zulässige Belastung der Pfähle (vgl. § 14, b) in kg/qcm und F die Pfahlkopffläche in qcm bedeutet.

Abb. 154. Pfahlrost eines Widerlagers mit schrägem Flügel.



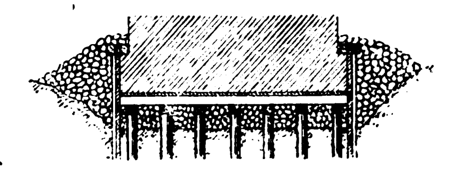
Die Verbindung der Langschwellen mit den Pfählen erfolgt entweder mittels 40 cm langer Holzschrauben oder Nägel, am besten jedoch durch etwa 15 cm lange, bis 8 cm breite und im Mittel 10 cm hohe, an den Pfählen anzuschneidende Zapfen, die in entsprechende Zapfenlöcher der Langschwellen eingreifen.

Die Langschwellen, die zur Längsverankerung des ganzen Fundaments gewöhnlich unten und nur bei starkem, ein Ausweichen der Pfähle in der Querrichtung befürchten lassendem Seitenschub, wie z. B. bei Stützmauern und Widerlagern größerer Gewölbe, auf den dann mit den Pfählen verzapften Querschwellen liegen, bestehen bei größerer Länge aus mehreren Teilen, deren Stöße über einem Pfahl liegen müssen und deren Verbindung wie bei den Langschwellenstößen des Schwellrostes (vgl. Abb. 84 bis 86, S. 26) erfolgt.

Die auch Zangen genannten Querschwellen werden mit den unter ihnen liegenden Langschwellen durch etwa 40 cm lange Nägel oder Holzschrauben, oder durch Verkämmung verbunden, wobei man jedoch die bei Hochbauten wichtigeren Langschwellen nicht ausschneidet. Die Schwellenlagen an Mauerecken und Mauerkreuzungen werden, wie auch der mit hölzernen Nägeln aufzunagelnde Bohlenbelag, wie beim Schwellrost (vgl. § 10, b) angeordnet.

Bei der Ausführung hölzerner Pfahlroste für Hochbauten wird gewöhnlich die Baugrube so tief, wie die Tiefenlage der Keller und diejenige der unter den niedrigsten Wasserstand zu legenden Rostdecke es erfordert, ausgehoben, die Pfähle eingerammt und dann zwischen diesen zur Erleichterung deren Abschneidens und der Herstellung ihrer Zapfen der Boden bis zu 0,5 m Tiefe und mehr ausgehoben. Nach Bearbeitung der Pfahlköpfe wird die aus Sand, Steinen, Mauerwerk oder Beton bestehende Bettung oder Ausfüllung der Rostfache bis zur Höhe der Schwellenunterkante zwischen die Pfähle eingebracht und die Lang- und Querschwellen verlegt, worauf auch die Zwischenräume zwischen diesen mit Bettungsstoff ausgefüllt werden.

Abb. 155. Pfahlrost mit Spundwandumschließung.

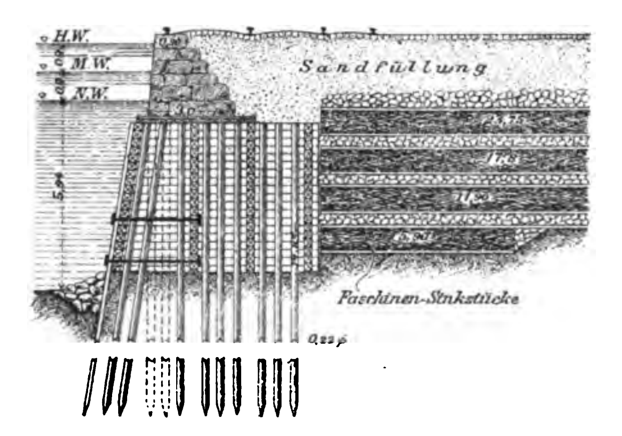


Zur Sicherung gegen zu befürchtende Unterspülung des Pfahlrostes dient eine Steinschüttung oder besser eine Umschließung mit einer Spundwand, die auch seitliche Bewegungen verhindert und während der Rammarbeiten als Fangdamm (vgl. § 6, b)

dienen kann, um nach Vollendung der Gründung unter Niedrigwasser abgeschnitten zu werden. Diese Spundwand kann entweder das ganze Fundament (Abb. 155) oder nur dessen, dem Wasserangriff ausgesetzte Seite (vgl. Abb. 154) umschließen, darf aber, wenn ungleichmäßige Senkungen vermieden werden sollen, nicht unter die Rostdecke gesetzt und muß unabhängig von dieser ausgeführt werden.

h) **Der hochliegende Pfahlrost,** der bis nahe unter den niedrigsten Wasserspiegel reicht und besonders bei Kaimauern verwendet wird, verringert die, von den auf Knicken beanspruchten Pfählen zu tragende Mauermasse in erheblichem Maße. In ihrer Stellung werden die Pfähle außer durch die Rostdecke noch durch Steinschüttungen, schräg gestellte Pfähle, Verankerungen, durch eine die Pfahlköpfe zusammenhaltende Betondecke, oder durch hölzerne, sog. Steinkasten (Abb. 156) gesichert, die, durch Belastung mit Steinen versenkt, den einzurammenden Pfählen eine sichere Führung und einen guten Halt geben. Zum Schutze gegen die Angriffe des Bohrwurms werden hohe Holzpfahlroste neuerdings mit Eisenbeton-Spundbohlen umgeben, die wie die Rammpfähle aus Eisenbeton (vgl. § 14, a, δ) mit eingelegten eisernen Längs- und Querträgern hergestellt werden.

Abb. 156. Hochliegender Holz-Pfahlrost. M. 1 : 250.



i) **Der Betonpfahlrost,** der ohne größere Kosten einfacher und rascher als der Holzpfahlrost herzustellen ist, sowie eine aus so vielen verschiedenen Teilen wie die hölzerne Rostdecke bestehende Zwischenkonstruktion nicht erfordert, ist für Hochbauten die empfehlenswerteste Pfahlrostkonstruktion. Seine Ausführung unterscheidet sich von derjenigen des Holzpfahlrostes nur dadurch, daß die eingerammten Pfähle in geringerer, aber in gleicher Höhe über der Baugrubensohle abgeschnitten und dann statt mit einem hölzernen Rost mit einer genügend starken, aber wenigstens 0,7 bis 0,9 m hohen Betonschicht überdeckt werden, in welche die Pfahlköpfe mindestens 15 cm tief hineinragen. Da sich hierbei der mittels Trichter geschüttete Beton weniger gut um die Pfahlköpfe herumlegt,[75]) so wird besser wenigstens die unterste, diese umgebende Betonschicht mittels Kasten oder Säcken (vgl. § 13, b) eingebracht.

Die Stärke der Betonschicht läßt sich unter der Annahme, daß sie wie ein beiderseits eingespannter Balken die ganze Belastung auf zwei benachbarte Pfahlreihen übertragen soll, folgendermaßen berechnet.[76]) Bezeichnet W das Widerstandsmoment des Querschnitts, M das größte Biegungsmoment und k die zulässige Beanspruchung des Betons, so ist

$$W = \frac{M}{k}. \tag{14}$$

Das größte Biegungsmoment ist jedoch, wenn p die Belastung für die Flächeneinheit und l die freie Länge des eingespannten Balkens bezeichnet,

$$M = \tfrac{1}{12} p \cdot l. \tag{15}$$

[75]) B. Harnisch, »Zur Betongründung der Schleuse am Mühlendamm in Berlin« im Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 314f.

[76]) Vgl. »Handbuch der Architektur«, 3. Aufl. 1901, 3. Teil, 1. Bd., S. 378f.

Sei die Stärke der Betondecke gleich h, so ist für einen Streifen von der Breite $b = 1$ m

$$W = \frac{1 \cdot h^2}{6}$$

und demgemäß nach Gleichung 14

$$\frac{1 \cdot h^2}{6} = \frac{M}{k},$$

oder für M den Wert aus Gleichung 15 eingesetzt

$$\frac{h^2}{6} = \frac{\frac{1}{12} p \cdot l}{k},$$

woraus sich die gesuchte Stärke der Betonschicht ergibt

$$h = \sqrt{\frac{p \cdot l}{2k}}. \tag{16}$$

Für $k = 1,3$ kg/qcm $= 13000$ kg/qm findet sich

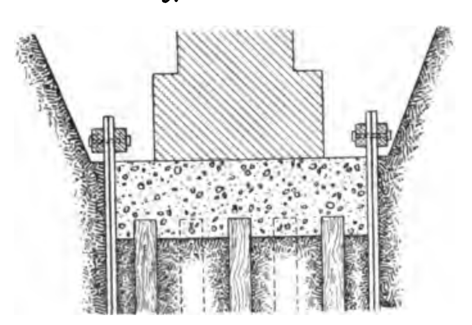
$$h = 0,0062 \sqrt{p \cdot l}. \tag{17}$$

Sei z. B. die größte Belastung p der Betondecke 60000 kg/qm und der Abstand l der Pfahlreihen voneinander 0,87 m, so berechnet sich nach Formel 17

$$h = 0,0062 \sqrt{60000 \cdot 0,87} = 1,42 \text{ m}.$$

Bei dem Betonpfahlrost, der stets durch Spundwände gegen Unterwaschung zu sichern ist, werden die Pfähle in den verschiedenen Pfahlreihen am besten gegeneinander versetzt (Abb. 157). Soll der Beton-Pfahlrost unter dem ganzen Gebäude durchgehen, so ordnet man die Pfähle unter denjenigen Stellen der Betonplatte, die Mauern zu tragen haben, dichter stehend an, als in den übrigen Teilen.

Abb. 157. Beton-Pfahlrost.



k) Der Eisenbeton-Pfahlrost ist als Ersatz des Holz-Pfahlrostes besonders in den Fällen empfehlenswert, wo ein sehr tiefer oder wechselnder Grundwasserstand es nötig machen würde, mit den Pfahlköpfen auf größere Tiefe hinabzugehen und demgemäß die Baugrube ebenfalls tiefer auszuheben. Auch setzt der Eisenbeton-Pfahlrost infolge der rauhern Außenflächen der Betonpfähle und durch deren innigere Verbindung mit der auf ihnen ruhenden Eisenbetonplatte einem Wasserauftriebe größern Widerstand entgegen. Da ferner der Querschnitt der Betonpfähle größer als derjenige der Holzpfähle angenommen werden kann, so erfordert der tragfähigere Eisenbeton-Pfahlrost weniger Pfähle und demgemäß geringere Rammarbeit.

Kommen einfache Beton-Stampfpfähle (vgl. § 14, a, γ) zur Verwendung, so stampft man in die, 20 bis 30 cm in die Rostdecke eingreifenden Pfahlköpfe Eiseneinlagen ein, die mit denjenigen der Betondecke durch Verankerung verbunden werden. Bei Eisenbetonpfählen (vgl. § 14, a, δ) sind hierzu die aus den Köpfen hervorragenden Eiseneinlagen zu benutzen.

§ 15. Senkbrunnengründung. Die Gründung auf Senkbrunnen, auch Fundamentbrunnen oder Brunnenpfeiler genannt, die da Anwendung findet, wo der gute Baugrund von wenig tragfähigen, durch Verdichtung nicht zu verbessernden Bodenschichten von größerer Mächtigkeit überlagert ist, gleicht der Gründung auf einzelnen

Fundamentpfeilern (vgl. Abb. 73, S. 20), indem auch hier auf den festen Baugrund tragende Pfeiler gesetzt werden, die, oben durch gewöhnlich halbkreisförmige Gurtbogen, oder Stein- und Eisenbeton-Platten miteinander verbunden, das aufgehende oder Tagmauerwerk aufnehmen.

Diese Brunnenpfeiler, die schon bei 5 bis 6 m Tiefe billiger als gewöhnliche Fundamentpfeiler, und bei starkem Wasserzudrang und sehr lockern, eine starke Auszimmerung der Baugrube nötig machenden Bodenschichten besonders empfehlenswert sind, werden dadurch hergestellt, daß man rohrförmige Mauerkörper bis auf die erforderliche Tiefe absenkt und dann durch Ausfüllen mit Mauerwerk oder Beton in feste, die Gebäudelast auf den guten Baugrund übertragende Grundpfeiler verwandelt.

Ebenso wird die Pfahlrostgründung bei leicht beweglichem, den einzurammenden Pfählen keinen sichern Halt verschaffenden Boden, sowie da, wo die durch das Einrammen verursachten Erschütterungen vermieden werden müssen, nicht selten durch die, auch von der Höhenlage des Wasserspiegels unabhängige Gründung auf Senkbrunnen ersetzt.

Abb. 158 u. 159. Senkbrunnengründung eines Wohngebäudes.

Abb. 158. Ansicht.

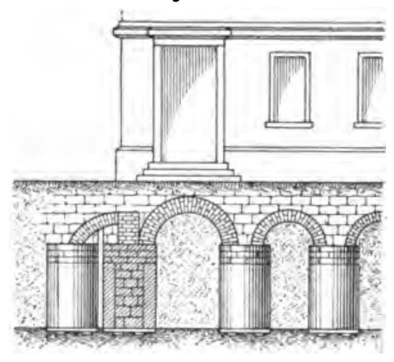
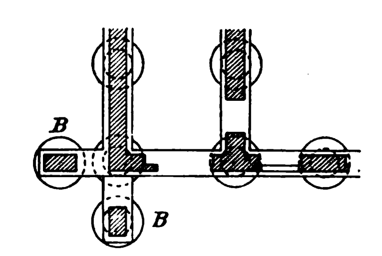


Abb. 159. Grundriß.



Bei Hochbauten ordnet man unter allen Gebäudeecken, Kreuzungspunkten der Mauern und Fensterpfeilern (Abb. 158 u. 159),[77] sowie dazwischen in solchen Entfernungen Senkbrunnen an, daß die Spannweite der zur Verbindung dieser Brunnenpfeiler dienenden Gurtbogen nicht größer als 1 bis 2 m wird, wobei man häufig die an den Ecken stehenden Fundamentbrunnen etwas stärker ausführt. Stehen die Brunnen in leicht zur Seite ausweichendem Boden, oder ist der Seitenschub der Gurtbogen auf die Eckbrunnen sehr groß, so steift man diese durch außerhalb des Gebäudes ausgeführte Hilfsbrunnen *B* (vgl. Abb. 159) ab, die mit ihrem Strebebogen (vgl. Abb. 158) wie Strebepfeiler dem Gewölbeschub entgegenwirken. Auch kann durch eiserne Zugstangen eine Verankerung der Senkbrunnen und Gurtbogen herbeigeführt werden.

a) **Die Herstellung der Senkbrunnen,** deren erforderliche Grundfläche sich aus ihrer Belastung und der Tragfähigkeit des Baugrunds ergibt, erfolgt meistens mit, das Absenken erleichternden und dem Erddruck am besten widerstehenden kreisförmigem Grundriß. Doch können erforderlichenfalls auch quadratische, rechteckige oder ovale Grundrißformen gewählt werden.

Der Durchmesser der Senkbrunnen muß so groß sein, daß in ihrem Innern das zum Absenken erforderliche Ausheben des Bodens, sowie das spätere Ausmauern vorgenommen werden kann, wozu ein Durchmesser im Lichten von etwa 1,0 m genügt. Der äußere Durchmesser der für Hochbauten verwendeten Senkbrunnen wird gewöhnlich zu 1,5 bis 2,0 m und nur ausnahmsweise größer angenommen. Die Entfernung der Brunnenpfeiler voneinander beträgt, von Mitte zu Mitte gemessen, im allgemeinen 3 bis 4 m und nur bei besonders ungünstigen Verhältnissen weniger als 3 m.

[77]) Die Abb. 158 u. 159 sind nach SCHWATLO, »Der Steinbau«, Leipzig 1879. hergestellt.

Die Wandstärke der Brunnen ist, namentlich bei sehr tief abzusenkenden, nicht zu gering anzunehmen, schon deshalb, weil die Ausmauerung sich nicht erheblich billiger als das Brunnenmauerwerk stellt und weil schwere Brunnen besser absinken als leichtere. Kleinere, beim Hochbauwesen hauptsächlich zur Ausführung kommende Senkbrunnen von etwa 4 qm Grundfläche bedürfen einer Wandstärke von einem Stein.

Als Baustoff für den Brunnenmantel, der einen wesentlichen Teil des herzustellenden Grundpfeilers bildet, dienen scharf gebrannte, mit Zementmörtel zu vermauernde Klinker, sowie in neuerer Zeit Beton[78]) und Eisenbeton.[79]) Dabei wird die Brunnenwandung zur Verringerung der Reibung beim Absenken außen mit Zementmörtel verputzt, während große Brunnen zu demselben Zweck mit einem Blechmantel oder in ihrem untern Teil 1,5 bis 3 m hoch mit einer tonnenartigen, durch Eisenringe zusammengehaltenen Holzumhüllung[80]) umgeben werden. Auch kann man die Reibung dadurch vermindern, daß man die Senkbrunnen 0,5 bis 1,0 m über dem hölzernen Brunnenkranz etwas anzieht (vgl. Abb. 165), oder sie in ihrer ganzen Höhe oder nur einem Teil dieser, mit einer Neigung von 1 : 24 bis 1 : 12 nach oben verjüngt (vgl. Abb. 166).

Zur Unterstützung des Brunnenmauerwerks beim absenken dienen die, eine Art liegenden Rostes bildenden Brunnenkränze oder Schlinge, die zum leichtern Eindringen in den Boden einen keilförmigen Querschnitt erhalten und meistens aus mehreren

Abb. 160 bis 163. Querschnitte von Brunnenkränzen.

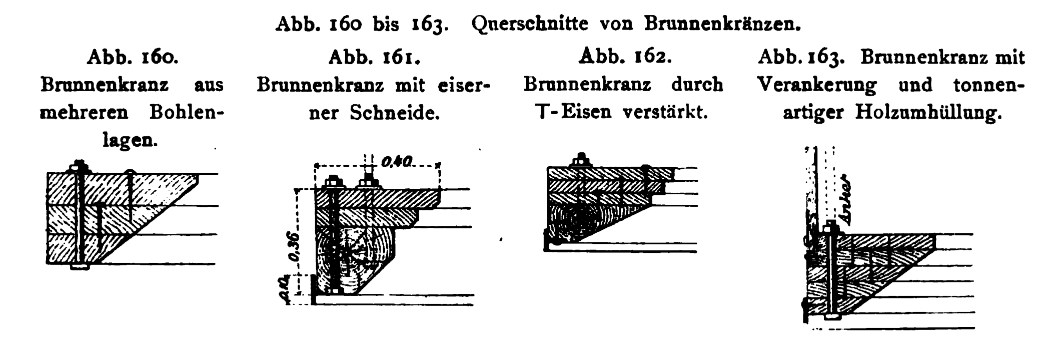


Abb. 160. Brunnenkranz aus mehreren Bohlenlagen. — Abb. 161. Brunnenkranz mit eiserner Schneide. — Abb. 162. Brunnenkranz durch T-Eisen verstärkt. — Abb. 163. Brunnenkranz mit Verankerung und tonnenartiger Holzumhüllung.

Lagen 4 bis 5 cm starker miteinander verbolzten und vernagelten Bohlen hergestellt werden (Abb. 160).[81]) Zur weitern Erleichterung des Eindringens in den Boden kann man die Brunnenkränze unten mit einer eisernen Schneide (Abb. 161) und zur Verstärkung mit einem ringförmigen ungleichschenkligen Winkel- oder T-Eisen (Abb. 162) versehen. Bei ungleichartiger, ein ungleichmäßiges Setzen befürchten lassender Beschaffenheit des Bodens muß der Senkbrunnen durch 2 bis 4 cm starke, den Brunnenkranz mit dem Mauerwerk verbindende eiserne Anker (Abb. 163)[82]) gegen ein Zerreißen geschützt werden. Die Stöße der Bohlenstücke, aus denen der Brunnenkranz besteht, sind in den einzelnen Bohlenlagen so gegeneinander zu versetzen, daß in eine senkrechte Ebene nur eine Stoßfuge fällt (Abb. 164).

[78]) OTTMANN, »Der Winterhafen in Rinteln und die Brunnengründung der Kaimauer« im Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 9 ff.

[79]) STOHP, »Über Fundamentierung in Manierkonstruktion« im Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1902, S. 960 ff.

[80]) BURESCH, »Mitteilungen über die Fundierung großer Brücken« im Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Niederrhein u. Westfalen 1876, S. 122.

[81]) Die Abb. 160 bis 162 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, 3. Bd., entnommen.

[82]) Die Abb. 163 u. 164 sind den »Elementen des Wasserbaues« von SONNE u. ESSELBORN, Leipzig 1904, entnommen.

b) Das Absenken der Senkbrunnen erfolgt entweder von der trocken liegenden Bodenfläche, bzw. von der geebneten Sohle einer wasserfreien Baugrube aus (Abb. 165)[83]) oder, beim Vorhandensein von Wasser, von festen (Abb. 166) oder schwimmenden Gerüsten aus, indem der Brunnenkranz mittels Ketten oder eisernen Stangen an dem Gerüst aufgehängt und mit der aufgemauerten Brunnenwandung hinabgelassen wird. Zur

Abb. 164. Halber Grundriß eines Brunnenkranzes. M. 1 : 100.

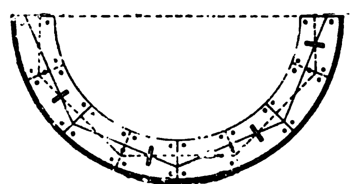


Abb. 165. Absenken der Brunnen vom festen Boden aus.

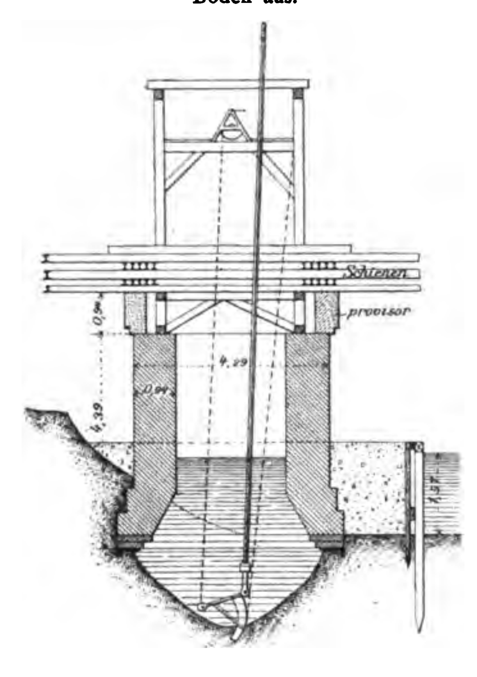
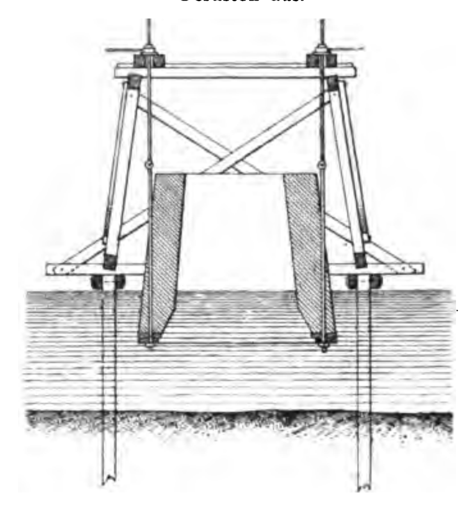


Abb. 166. Absenken der Brunnen von festen Gerüsten aus.



Vermeidung dieser Gerüste kann man bei nicht zu großer Wassertiefe aus Sand eine bis über den Wasserspiegel hinausragende künstliche Insel schütten, von deren Oberfläche aus dann die Absenkung wie vom trocknen Boden aus möglich ist.

Bei dem Absenken von der Erdoberfläche aus wird zunächst der Brunnenkranz verlegt und auf diesem der untere Teil des Senkbrunnens aufgemauert, wobei, um das Untergraben des Brunnenkranzes bei stärkern Brunnenwandungen zu erleichtern, diese erst durch allmähliches Auskragen nach innen ihre volle Stärke erhalten (vgl. Abb. 166). Nach genügender Erhärtung des Mauerwerks wird der Boden im Innern des Brunnens trichterförmig ausgegraben, wodurch dieser, zuerst nur durch sein eigenes Gewicht, bei größerer Tiefe durch aufgebrachte, aus Eisenbahnschienen (vgl. Abb. 165) oder auf Bohlen liegenden Steinen bestehende Belastung allmählich immer tiefer sinkt. Diesem Absenken entsprechend wird mit dem Aufmauern der Wandung des Brunnens solange fortgefahren, bis der Brunnenkranz die erforderliche Tiefe erreicht hat.

Die Lösung des Bodens, die am besten durch Ausgraben in dem wasserfrei gehaltenen Brunnenraum, aber auch unter Wasser erfolgen kann, ist mit großer Vorsicht vorzunehmen, damit nicht durch plötzliches und stoßweises Sinken des Brunnens dessen Zerreißen oder Schiefstellen herbeigeführt wird. Das Herausschaffen des ausgegrabenen

83) Quassowski, »Über Fundierungen mit Senkbrunnen nebst Beschreibung einiger Fälle aus der Praxis« in der Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 298 ff. u. Bl. J.

Bodens geschieht bei geringer Tiefe durch Schaufelwurf, bei größerer jedoch durch Eimer, die mittels einer Winde emporgehoben werden.

Zur Beseitigung des Bodens unter Wasser, wobei in leichten Bodenarten die Herstellung einer trichterartigen Baggergrube genügt (vgl. Abb. 165), in die unter dem Druck der Brunnenwandung der Boden von den Seiten her nachrutscht, verwendet man die in § 6, a, γ besprochenen Baggervorrichtungen, besonders die durch Arbeiter zu handhabenden Stielbagger, bei denen das Baggergefäß an einem genügend langen, von oben zu handhabenden Stiel befestigt ist. Für sandigen und schlammigen Boden eignet sich am besten der Sackbohrer (vgl. Abb. 42, S. 13), für schwerere Bodenarten und größere Tiefen jedoch die von 4 bis 6 Arbeitern zu bedienende indische Schaufel (vgl. Abb. 43, S. 13 u. Abb. 165). Bei sehr grobem Kies kommt der Schraubenbagger, dessen unterer Teil einem schmiedeisernen Schraubenpfahl gleicht, und, wenn der Boden in halbflüssigem Zustand zu entfernen ist, die Sandpumpe oder der Preßluftbagger zur Verwendung.

Stellt sich beim Ausbaggern der Senkbrunnen schief, so ist die Erde unter dem höher stehenden Teil so lange mehr als unter dem tiefer abgesenkten zu entfernen, bis wieder ein gleichmäßiges Sinken eintritt. Größere Steine werden mittels der Steinzange oder der Teufelsklaue (vgl. § 6, a, γ), oder, wenn dies nicht gelingt und ein Leerpumpen des Senkbrunnens nicht möglich ist, ebenso wie Baumstämme und dergl. durch Taucher entfernt.

c) **Das Ausfüllen der Senkbrunnen** erfolgt gewöhnlich in der Weise, daß zuerst die unterste Füllschicht aus Beton hergestellt, nach deren zwei- bis dreiwöchigem Erhärten der Brunnen leergepumpt und dann mit der Herstellung der Ausfüllung begonnen wird, die aus Bruchstein- oder Backsteinmauerwerk unter Verwendung von Zementmörtel, sowie aus schichtenweise eingebrachtem Stampfbeton bestehen kann. Bei der Ausbetonierung ist es nicht wie beim Ausmauern unbedingt erforderlich, daß das Innere der, später durch Steinschüttungen gegen vorhandene Strömung zu schützenden Brunnenpfeiler vorher wasserfrei gemacht wird.

§ 16. Die Senkrohrgründung.[84]) Bei der Gründung auf Senkrohren, welche wie diejenige auf Senkbrunnen zu den Pfeilergründungen gehört, werden für Hochbauten gewöhnlich hölzerne, für Brückenpfeiler dagegen eiserne Rohre oder bodenlose Kasten durch die lockern Bodenschichten bis auf den tragfähigen Baugrund in derselben Weise wie bei der Brunnengründung (vgl. § 15, b) abgesenkt und dann, nach Dichtung der Sohle mit einer Betonschicht, ausgepumpt und ausgemauert oder ausbetoniert. Der Unterschied zwischen Brunnen- und Senkrohrgründung besteht jedoch darin, daß, während bei der erstern der Brunnenmantel einen die Gebäudelast ebenfalls tragenden Teil des Pfeilers bildet, die Rohr- oder Kastenwandung nur als Umhüllung des in ihrem Schutz herzustellenden Grundpfeilers dient.

a) **Hölzerne Senkrohre,** die gewöhnlich Senkkasten genannt werden und wegen der sonst nicht genügenden Steifigkeit nur für Gründungstiefen bis zu 5 m angewendet werden sollten, erhalten bei Gebäuden mit regelmäßigem Grundriß fast immer einen rechteckigen Querschnitt, während bei unregelmäßigen Grundrissen daneben auch andere Querschnittsformen, wie z. B. trapezförmige, erforderlich werden. Selbst der kreisförmige Querschnitt kam in Amerika zur Verwendung, indem dort hölzerne Rohre tonnenartig hergestellt wurden. Die Anordnung der Senkrohre unter dem zu errichtenden Gebäude erfolgt nach denselben Grundsätzen wie bei der Brunnengründung (vgl. § 15, S. 48).

---

[84]) Vgl. Anmerkung 3 auf Seite 4.

Bei rechteckigem Querschnitt des kastenartigen Hohlkörpers wird dessen Breite um 0,25 bis 0,5 m größer als die Breite der daraufzusetzenden Mauer, die Länge dagegen an Mauerecken und Mauerkreuzungen fast ebenso groß angenommen, während die dazwischenliegenden Kasten gewöhnlich kürzer hergestellt werden. Die Längenabmessung l der Kastenpfeiler in cm läßt sich aus der aufzubringenden Belastung L in kg, der Tragfähigkeit k des Baugrunds in kg/qcm und der angenommenen Breite b in cm berechnen. Es ist alsdann die Querschnittsfläche F des Pfeilers in qcm:

$$F = \frac{L}{k} \quad \text{und} \quad l = \frac{F}{b}.$$

Kleinere Holzkasten werden aus etwa 4 cm starken senkrechten, größere dagegen auch aus wagerechten Bohlen (Abb. 167 u. 168) hergestellt. Dabei werden die erstern oben und unten auf wagerechte, aus 15 × 15 cm starken Hölzern bestehende Absteifungskränze und bei größerer Tiefe auch noch auf einen dazwischen angeordneten aufgenagelt, der jedoch nicht in die Mitte, sondern des nach unten zunehmenden Druckes wegen weiter abwärts gelegt wird. Auch sind die Seitenwandungen der Holzkasten durch vorläufige, beim Ausmauern wieder zu beseitigende Spreizen gegeneinander abzusteifen (vgl. Abb. 168).

Abb. 167 u. 168. Holzkasten mit wagerechten Bohlen.

Abb. 167. Schnitt.

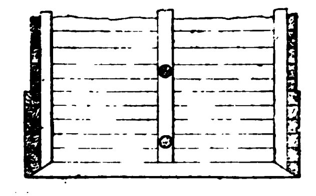
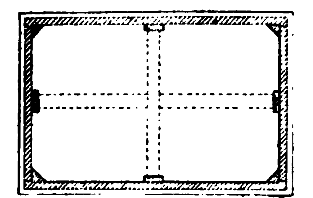


Abb. 168. Grundriß.



Bei den Kasten, die aus wagerechten, nach unten hin stärker anzunehmenden Bohlen hergestellt werden, nagelt man diese an den Ecken und in der Mitte auf pfostenartige, 10 bis 12 cm starke Leisten so auf, daß ihr Hirnholz an den Ecken abwechselnd an der einen Seite frei liegt, an der andern jedoch von der in gleicher Höhenlage befindlichen Bohle bedeckt wird.

Beim Senken des Kastens, das durch eine Verjüngung des Querschnitts nach oben im Verhältnis 1 : 50 bis 1 : 25, sowie durch unten zugeschärfte Bohlen erleichtert wird, wegen des verhältnismäßig geringen Gewichts der Kasten jedoch immer eine künstliche Belastung erfordert, wird dessen Schiefstellen und Kippen durch aufgestellte Streben verhütet.[85]) Hat die Absenkung, die wie bei der Brunnengründung erfolgen kann, hier aber unter fast ausschließlicher Benutzung der Sackbohrer (vgl. Abb. 42, S. 13), bis zu der erforderlichen Tiefe stattgefunden, so wird wieder der ganze Kasten nach Erhärtung der untern dichtenden Betonschicht ausgepumpt und ausgemauert oder, was bei sehr engen oder durch eine, großen Erddrucks wegen vorgenommene Verstrebung der Wände stark verengten Kasten empfehlenswert ist, ausbetoniert. Auf den so hergestellten Kastenpfeilern, die man bei sehr nachgiebigem Baugrund miteinander verankern kann, wird die Mauerung in gewöhnlicher Weise bis zu den Grundbogen (vgl. § 7, S. 20) fortgeführt, welche die Fundamentpfeiler verbinden.

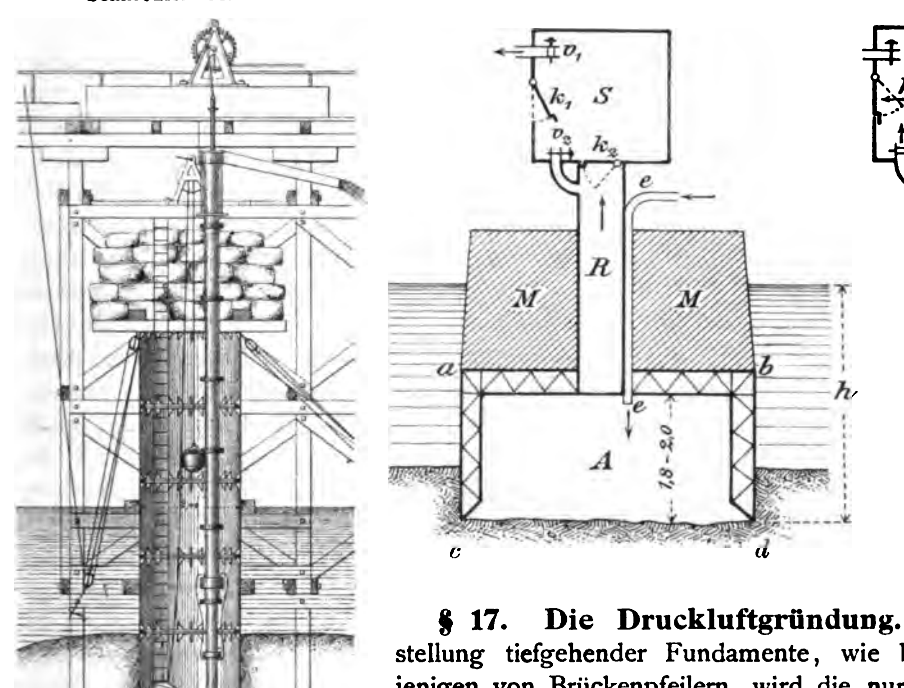
b) Eiserne Senkrohre werden bei kleinern Bauwerken aus Gußeisen, bei größern aus Schmiedeeisen hergestellt und bieten gegenüber den gemauerten Senkbrunnen den Vorteil fest zusammenhängender Wandungen und geringern Widerstands beim Absenken dar. Gußeiserne Rohre bestehen aus einzelnen zylindrischen Trommeln, die, ihrem Einsinken in den Boden entsprechend, übereinander gesetzt und mittels der oben und unten angegossenen ringförmigen, nach innen vorspringenden Flanschen zusammengeschraubt werden. Die, einen größern Durchmesser besitzenden schmiedeeisernen Rohre stellt

[85]) »Sicherheits-Absteifung für Senkkasten« im Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 318f.

man aus 6 bis 12 mm starken Eisenblechen her und verstärkt sie durch aufgenietete Winkel- und T-Eisen.

In Abb. 169 ist das Absenken eines gußeisernen Senkrohrs dargestellt, das, zur Erleichterung des Einsinkens mit Steinen belastet, nicht nur durch das Holzgerüst, sondern auch durch vier Flaschenzüge in senkrechter Stellung erhalten und aus dem der ausgegrabene Boden in Eimern herausbefördert wurde.

Abb. 169. Absenkung eines gußeisernen Senkrohrs. M. 1 : 180. Abb. 170. Arbeitskammer mit geöffneter Luftschleuse. Abb. 171. Geschlossene Luftschleuse.



§ 17. Die Druckluftgründung.[86]

Zur Herstellung tiefgehender Fundamente, wie besonders derjenigen von Brückenpfeilern, wird die nur unter Wasser mögliche Druckluftgründung angewendet, bei der ein prismatischer, der Grundrißform des zu gründenden Pfeilers entsprechender, unten offener, seitlich und oben dagegen luftdicht geschlossener, Caisson genannter eiserner Kasten mit dem auf ihm ausgeführten Mauerwerk dadurch allmählich durch die lockern Bodenschichten bis auf den tragfähigen Baugrund abgesenkt wird, daß im Innern des Kastens Arbeiter den Boden lösen.

Dies wird dadurch ermöglicht, daß in den Caisson *abcd* (Abb. 170)[87]) durch das zur Luftpumpe führende Rohr *e* so lange Luft eingepreßt wird, bis alles Wasser aus dem Innern des Kastens verdrängt ist, so daß in dem nun wasserfreien, aber mit Druckluft gefüllten Raum *A* der Erdboden wie im trocknen ausgegraben werden kann. Der in dieser Arbeitskammer herrschende Überdruck hängt von der Tiefenlage *h* ihrer Unterkante unter dem Wasserspiegel ab und beträgt z. B. bei einer Tiefe von 15 m — da eine Atmosphäre einer 10 m hohen Wassersäule entspricht — 1,5 Atmosphären, was für gesunde, kräftige Leute völlig ungefährlich ist, wenn nur das Ein- und Ausschleusen möglichst langsam und vorsichtig erfolgt.

---

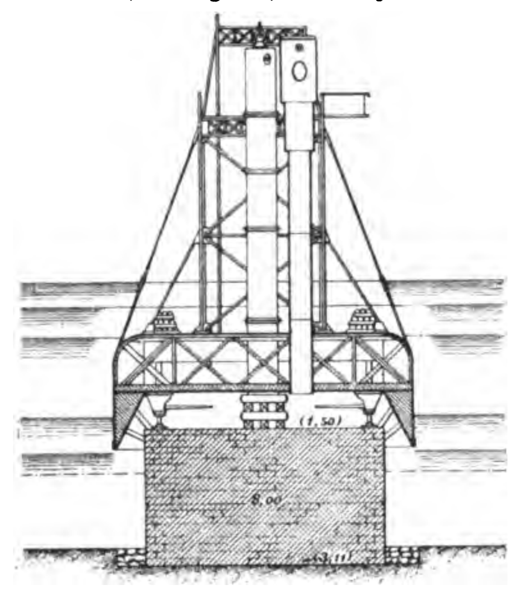
[86]) Ausführliches siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, 3. Bd., S. 315 bis 394.

[87]) Die Abb. 170 u. 171 sind Esselborn, »Lehrbuch des Tiefbaues«, 2. Aufl. 1907, Kap. II: »Grundbau« bearbeitet von Prof. L. von Willmann, entnommen.

Die zum Ein- und Ausschleusen der Arbeiter dienende Luftschleuse S befindet sich am obern Ende des Einsteigschachts R und besitzt zwei luftdicht verschließbare Türen k_1 und k_2, von denen diejenige k_1 ins Freie, die andere k_2 nach der Arbeitskammer A führt, sowie zwei Ventile v_1 und v_2 zur Verbindung der Schleusenkammer S mit der Außenluft bzw. mit der Preßluft des Arbeitsraums. Sind wie in Abb. 170 die Türe k_2 und das Ventil v_2 geschlossen, k_1 und v_1 dagegen geöffnet, so herrscht in der Schleusenkammer der gewöhnliche Atmosphärendruck, während der in dem Arbeitsraum vorhandene höhere Luftdruck ein Öffnen der Türe k_2 verhindert.

Betritt jetzt ein Arbeiter die Schleusenkammer S, schließt die Türe k_1, sowie das Ventil v_1 und öffnet langsam das andere v_2, so findet ein Ausgleich des verschiedenen Luftdrucks in der Schleusen- und Arbeitskammer statt, worauf sich die Türe k_2 öffnen läßt und der Arbeiter durch den Einsteigschacht in den Arbeitsraum gelangen kann (vgl. Abb. 171). Will er diesen wieder verlassen, so muß er, in der Schleusenkammer angelangt, nun die Türe k_2, sowie das Ventil v_2 schließen und dann dasjenige v_1 öffnen, worauf sich nach Ausgleich des höhern Luftdrucks mit der Außenluft die ins Freie führende Türe k_1 öffnen läßt. Zum Herausschaffen des ausgehobenen Bodens dienen besondere Materialschleusen.

Abb. 172. Druckluftgründung mit Schwimm-Caisson (Taucherglocke). M. 1 : 250.



Beim Ausgraben des Bodens in der Arbeitskammer sinkt der Kasten mit dem auf ihm stets höher aufzuführenden Mauerwerk immer tiefer und wird, auf dem festen Baugrund angelangt, ausgemauert oder ausbetoniert. Hierauf wird das den Einsteigeschacht bildende Rohr herausgezogen, und der von diesem eingenommen gewesene Raum ebenfalls mit Mauerwerk oder Beton ausgefüllt.

Da bei dieser Gründungsart die Arbeitskammer stets unter dem abgesenkten Pfeiler verbleiben muß, so wird sie Druckluftgründung mit verlorener Arbeitskammer genannt, im Gegensatz zu der bei geringerer Tiefe zur Anwendung kommenden Druckluftgründung, bei der die Arbeitskammer als sog. Taucherglocke ausgebildet ist, die entweder an festen oder schwimmenden Gerüsten über dem herzustellenden Mauerwerk aufgehängt, oder selbst schwimmend als Schwimm-Caisson hergestellt ist (Abb. 172),[88]) so daß sie stets aufs neue benutzt werden kann.

Im Hochbauwesen fand die Druckluftgründung, mit der bei verkürzter Arbeitszeit und besondern Vorsichtsmaßregeln eine größte Tiefe von 35 m unter der Wasseroberfläche erreicht werden kann, z. B. bei den Gründungen des Eiffelturms [89]) und der vielstöckigen Gebäude in New-York [90]) Anwendung.

---

[88]) Die Abb. 172 ist nach dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 1. Teil, 3. Bd., Kap. II: »Druckluftgründung«, bearbeitet von Prof. CONRAD ZSCHOKKE, hergestellt.

[89]) A. NEISCHL, »Der Eiffelturm« in der deutschen Bauz. 1889, S. 391 ff.

[90]) FR. V. EMPERGER, »Eiserne Gerippbauten in den Vereinigten Staaten« in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 424 f.

§ 18. Zusammengesetzte Gründungen. Örtliche Verhältnisse geben häufig Veranlassung, zwei oder mehrere Gründungsarten bei einem und demselben Fundament gleichzeitig anzuwenden, wodurch zusammengesetzte Gründungen entstehen. So zeigt z. B. Abb. 75, S. 23 die Vereinigung des Pfahlrosts mit Sohlengewölben, Abb. 95, S. 28 diejenige des Pfahlrosts mit Senkkasten und Abb. 77, S. 24 die gleichzeitige Anwendung der Fundamentverbreiterung mit der Sandschüttung. Da man aus Beton eine, auch zur Abdichtung gegen Wasserzudrang dienende Abdeckschicht leicht herstellen kann, so ist die Verbindung der Betongründung mit andern Gründungsarten, die sich dann gegenseitig durch ihre guten Eigenschaften unterstützen, von besonderer Wichtigkeit. Beispielsweise ist die Vereinigung der Betongründung in Abb. 76, S. 23 mit Sohlengewölben, in Abb. 99, S. 32 mit dem Pfahlrost, in Abb. 90, S. 27 mit einem Schwellrost und einer Fundamentabtreppung und in Abb. 91, S. 27 mit dem Eisenschwellrost dargestellt.

Selbst eine Vereinigung der Brunnen-, Senkrohr- und Druckluftgründung mit dem Pfahlrost wurde schon in solchen Fällen vorgenommen, wo bei sehr großer Tiefenlage des festen Baugrunds dieser mit den Fundamentpfeilern nicht zu erreichen gewesen wäre und man deshalb die Last des Bauwerks auf die tragfähigen Schichten durch eingerammte Pfähle übertragen oder durch diese wenigstens eine Verdichtung des Bodens herbeiführen wollte. In solchen Fällen wurde der Brunnen oder das Senkrohr bis zu einer Tiefe abgesenkt, von wo aus der feste Baugrund mit den, innerhalb des später auszumauernden oder auszubetonierenden Brunnen- oder Rohrmantels eingerammten Pfähle zu erreichen war.

§ 19. Die Kosten der Gründungen[91]) lassen sich nicht in allgemeiner Weise angeben, weil die hier vorkommenden sehr verschiedenartigen Arbeiten durch die Beschaffenheit und Lage der Baustelle, durch die Verschiedenheit der erforderlichen Geräte und Maschinen, sowie durch die Tagespreise der Baustoffe und die Höhe der Arbeitslöhne außerordentlich beeinflußt werden. Nur bei den im trocknen auszuführenden Flachgründungen sind die Kosten einfach zu ermitteln, zu denen, wenn Wasser vorhanden ist und die Baugrube trocken gelegt werden soll, noch der Aufwand für deren Umschließung und die Wasserschöpfmaschinen hinzukommt.

Bei der Betongründung bestimmen sich die Kosten hauptsächlich nach den Preisen für Beton, Mauerwerk, Holz und Eisen, sowie für die etwa erforderlichen Ramm- und Zimmerarbeiten für die Umschließungswände, Grundpfähle und Rüstungen. Die Kosten der Baggerung, Dichtung und Trockenlegung der Baugrube machen nur einen verhältnismäßig geringen Teil der Gesamtkosten aus.

Die Herstellungskosten der Schwellroste sind besonders von den Holzpreisen, diejenigen der Pfahlroste von den Preisen der Baustoffe und den Kosten der Rammarbeiten abhängig, was namentlich für den Holzpfahlrost mit Betonbett und Eisenbetonpfahlrost gilt. Die Gesamtkosten des Rammens setzen sich aus den Kosten der Arbeitsleistung, sowie aus denen der Rammaschinen und Gerüste zusammen. Die teuerste Arbeitskraft, die des Menschen, verlangt nur die einfachsten Rammen, also den geringsten Kapitalaufwand, während die billigste Arbeitskraft, d. h. diejenige des Dampfes, die kostspieligsten Maschinen und daher die größte Kapitalanlage erfordert. So kosten die durch Menschen bedienten Zug- bzw. Kunstrammen 500 bis 700 M, bzw. 700 bis 900 M, während die Anschaffungskosten der Dampframmen 4000 bis 10000 M und mehr be-

---

[91]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 1. Teil, 3. Bd.: »Der Grundbau«, 1. Kap. bearbeitet von Prof. L. von Willmann, 4. Aufl., Leipzig 1906, S. 77 bis 80, 191, 235, 236 u. 253.

tragen. An Zinsen und Kapitalabtrag können jährlich 12 bis 15 % des Anlagekapitals gerechnet werden.

Die Gründung mittels Senkbrunnen besteht in einer Reihe von Arbeiten, von denen die meisten zu den täglich bei Bauausführungen vorkommenden gehören und hinsichtlich ihrer Kosten vorzugsweise durch die Beschaffenheit der Baustelle, sowie durch die Preise der Baustoffe und die Arbeitslöhne bestimmt werden. Dies gilt insbesondere von den Herstellungskosten der Brunnen, der zugehörigen Brunnenkränze, der nötigen Gerüste und von den Kosten der Ausfüllung der Brunnen mit Mauerwerk oder Beton.

Auch bei der Druckluftgründung lassen sich keine allgemeinen Preisansätze aufstellen, weil das in jedem einzelnen Fall zur Anwendung kommende Verfahren sich nach den örtlichen Verhältnissen ändert. Den größten Einfluß auf die Kosten haben jedoch hier diejenigen für das Mauerwerk, sowie die Bodenverhältnisse. Professor CONRAD ZSCHOKKE hat im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 1. Teil, 3. Bd., 2. Kap., 4. Aufl. 1906, versucht, für mittlere Verhältnisse Formeln für Annäherungspreise für das mittels Druckluft unter Niederwasser versenkte cbm Mauerwerk aufzustellen, die z. B. lauten:

für eiserne Caissons: $P = 1{,}5\,(a + b) + \frac{300}{t}$ und

für Taucherglocken: $P = 1{,}2\,a + 1{,}5\,b + 16.$

In diesen Formeln bezeichnet:

a den Preis des in freier Luft auszuführenden Mauerwerks,
b den, je nach der auszuhebenden Bodenart 12 bis 20 ℳ betragenden Preis für ein in Druckluft auszuhebendes cbm Boden,
t die Tiefe der Gründung unter Niederwasser in m und
P den Gesamtpreis für das cbm Mauerwerk in ℳ.



II. Kapitel.

Steinkonstruktionen.

Bearbeitet von

Bernhard Koßmann,
Architekt und Professor an der Großh. Baugewerkschule zu Karlsruhe.

(Mit 473 Abbildungen.)

§ 1. Überblick. **a) Die Materialien,** welche bei Gebäudeerrichtungen Verwendung finden, sind »anorganischer« Art (Steine, Erden, Metalle) oder »organischer« Art (Hölzer, Rohre). Da organische Gebilde der Zerstörung durch atmosphärische Einflüsse schneller erliegen als anorganische und auch bei Feuersbrünsten vielfach in verhältnismäßig kurzer Zeit vernichtet werden, so wird bei Erbauung von Monumentalgebäuden die Verwendung anorganischer Materialien stets stattfinden; aber auch beim gewöhnlichen Wohnhausbau breitet sich das Streben nach Benutzung von Baumaterialien, die möglichst lange Dauer gewährleisten, immer mehr und mehr aus.

b) Das Wesen der Baukonstruktionen. Baukonstruktionen entstehen durch Zusammenfügung einzelner Baumaterialien bzw. von aus solchen hergestellten einzelnen Konstruktionsgliedern, im Anschluß an die Gesetze der Festigkeit und in Berücksichtigung wirtschaftlicher und künstlerischer Gesichtspunkte. In wirtschaftlicher Hinsicht sind ins Auge zu fassen: Gute Benutzbarkeit des Gebäudes auf lange Zeit hinaus, Feuersicherheit und — der Kostenpunkt. Die künstlerische Rücksichtnahme ist nicht in bestimmten Worten faßbar, da hier die »Empfindung« des Architekten den Ausschlag zu geben haben wird und betreffende »Ansichten« vielfach weit auseinander gehen werden. Selbst über Grundfragen, wie: ob gewisse Konstruktionen dem Beschauer offen zu zeigen oder zu ummanteln seien, kann wohl innerhalb einzelner Baustile Einigung erzielt werden. niemals aber wird es möglich sein, Regeln aufzustellen, die für alle Baustile Gültigkeit hätten.

c) Zur Geschichte der Baukonstruktionen. Die Erfindung neuer Baukonstruktionen fußt auf der Kenntnis von Baumaterial-Eigenschaften, sowie auf der Erweiterung (mindestens Veränderung) der menschlichen Bedürfnisse und Ansprüche, und der hierdurch bedingten, neuen baulichen Aufgaben; namentlich sind es die großen Bauaufgaben, welche die geistige Schöpferkraft der Architekten anspornen, um in konstruktiver wie künstlerischer Hinsicht neue Werte zu schaffen. Vielfach läßt sich die »Geschichte« der einzelnen Baukonstruktionen verfolgen unter gleichzeitiger Erkennung der Richtung, in welcher dieselben die verschiedenen Baustile in formaler Beziehung beherrscht haben.

Bei der antiken Sakralarchitektur vollzog sich die Übertragung von einst in Holz hergestellten Tempeln mit Pfosten, Wänden und Pfetten in eine Steinkonstruktion auf Grund des hierfür geeigneten »Steinquader«-Materials; und anderenorts hat ein reiner Quaderbau

als Uranfang monumentaler Bauweise direkt zur Anordnung von Mauern, Stützen und wagerechten Architraven geführt.

Wie es noch heutigen Tages bei wilden Völkern Gebrauch ist, zeltartige Hütten aus Ästen oder Schilf zum Schutz gegen die Glut der Sonnenstrahlen und gegen das Eindringen von Regen mit Lehm zu umkleiden, so mag wohl schon in längst vergangenen Jahrtausenden der Lehm zum Bauen verwendet worden sein. Und in Gegenden, die weder natürliche Steine noch Bauholz darboten, waren die Menschen durch die Verhältnisse veranlaßt, dort vorhandene Erdmassen, die unter dem Einfluß der sengenden Sonne erhärteten, zur Herstellung von Wohnungen zu verwenden. In solcher Konstruktionsweise sind zunächst wohl nur kleine Bauten errichtet worden; größere Wandflächen konnten — auch zugleich unter Gewähr längeren Bestandes — aufgeführt werden, wenn die betreffende Erde nicht im Rohzustand am Gebäude aufgeschichtet wurde, sondern vorher in eckige Klumpen geformt und letztere an der Sonne getrocknet waren. Solche »künstliche Bausteine« (Luftsteine) ermöglichen den Bau nicht nur von Pyramiden, sondern auch von umfangreichen Palästen.

Durch den in späterer Zeit eingeführten »künstlichen Brand« der geformten Tonmassen wurde den »Backsteinen« große Festigkeit verliehen. Diese »künstlichen Steine« lieferten dann in Verbindung mit geeignetem Mörtel ein Baukonstruktions-Element, das sowohl in technischer wie in stilistischer Beziehung von allergrößter Bedeutung geworden ist.

Nachdem die Kenntnis des »Mörtels« sich ausgebreitet hatte, oder nachdem man vielleicht in verschiedenen Ländern in voneinander unabhängiger Weise zur Bereitung von »Mörtel« gelangt war, konnte man auch kleinere natürliche Steine zur Herstellung fester Mauern verwenden. Bei Bestimmung der nötigen Mauer-Stärken wurde versuchsweise vorgegangen, indem man der Sicherheit wegen zunächst mit bedeutenden Stärken begann; und da einstens bei den Steinbauten vielfach fortifikatorische Zwecke eine Rolle spielten, so treffen wir alte Mauern von überaus starken Abmessungen an. Heutigen Tages wird auf diesem Gebiete häufig rechnerisch vorgegangen unter Beschränkung auf das möglich geringste Stärkemaß.

Von großem Einfluß auf die Baukonstruktionen war der Einbezug von Zementen und von Guß- nebst Walzeisen in den Bereich der Baumaterialien des Hochbaues und neuerdings führt die weitgehende Vereinigung von Eisen mit Zement, bzw. Beton, zu neuen Baukonstruktionen.

Das vorliegende Kapitel ist in folgende Abschnitte gegliedert:

I. Baumaterialien.
II. Mauern (Wände) und Pfeiler.
III. Kamine.
IV. Wölbungen (Bogen und Gewölbe).
V. Treppen in Haustein.

I. Baumaterialien.

A. Natürliche Gesteine.

§ 2. Allgemeines. Die Eigenschaften, welche verschiedene Gesteine für die Verwendung im Hochbauwesen besonders geeignet erscheinen lassen, sind:

in technischer Hinsicht: Härte (innerer Widerstand gegen Zerdrücken und Zerknicken), Wetterbeständigkeit und Unverbrennlichkeit;

in künstlerischer Hinsicht: Verwendbarkeit in Stücken von bedeutendem Rauminhalt und vorteilhafte äußere Erscheinung (Struktur, Farbe, Zulässigkeit verschiedener Bearbeitungsarten).

Auf gewisse ungünstige Eigenschaften der Gesteine soll bei den betreffenden Einzelbesprechungen hingewiesen werden.

Die in Deutschland bei Gebäuden am häufigsten verwandten Gesteine sind: Sand- und Kalksteine sowie Granite. Über »Technik der wichtigeren Baustoffe« s. u. a. »Handbuch der Architektur«, I. Teil, I. Band, 1. Heft, III. Aufl. 1905.

§ 3. Gewinnung des Rohmaterials. Mannigfach trifft man in Berg und Tal, in Ebenen wie in Flüssen und Bächen mehr oder weniger große Steine, als Trümmer einstiger Felsmassen. Der Bezug dieser im Hinblick auf ihr »Vorkommen« als »Feldsteine« oder »Findlinge« bezeichneten Steine verursacht an Kosten häufig lediglich die Geldausgabe für Auf- und Abladen nebst Transport, teurer wird sich die Erwerbung von »Bruchsteinen« stellen, d. h. von Steinen, die in einem Steinbruch besonders gebrochen werden. Solche Bruchsteine werden für die Verwendung dann an der Baustelle noch des weitern vom Maurer mit dem Hammer entsprechend zugerichtet; die sich hierbei ergebenden Abfälle werden »Schruppen« genannt. Erfolgt die Bearbeitung gebrochener Steine mit Steinhauerwerkzeugen, so werden solche Steine als »Hau-« oder »Werksteine« bezeichnet. Eine Bearbeitungsart zwischen derjenigen bei »Bruchsteinen« und derjenigen bei »Hausteinen« zeigen die »hammerrechten Schichtensteine«, die eine saubere Vorderfläche mit lauter rechten Winkeln aufweisen.

Der für die meisten Gegenden Deutschlands wichtigste Baustein ist der »Sandstein«. Er findet sich in natürlichen Lagerungsschichten vor, deren »Mächtigkeit« (Dicke, Stärke) sehr verschieden ist, und läßt sich verhältnismäßig leicht in Schichten lösen, deren Flächen parallel zu den Hauptlagerungsschichten liegen. Die Steine werden im »Steinbruch« »gebrochen«; das Lösen entsprechend dem »Lager« heißt »heben«, so lange der Stein im Felsen liegt und »spalten«, wenn er bereits losgebrochen ist und weiter zerlegt wird. Das Trennen eines Steines senkrecht zum Lager nennt man »stoßen« (schroten). Wenn bei einem bearbeiteten Werkstein die Lagerflächen mit den natürlichen Absonderungsflächen im Steinbruche zusammenfallen, so werden sie »natürliche« (harte) Lager genannt zum Unterschied von »weichen«, die durch parallele Bearbeitung erzielt werden. Das Einfügen der Hausteine beim Bauen nennt man »versetzen«.

Sowohl »Hausteine« als auch gewöhnliche »Bruchsteine« sollen bezüglich ihrer »Lager« »liegend« und nicht »stehend« Verwendung finden. Bei Hausteinen, die ein hartes und ein weiches Lager haben, soll beim Versetzen ersteres nach unten zu liegen kommen. Das harte Lager wird in manchen Gegenden seitens der Steinhauer mit dem Zeichen ✕ oder # versehen, das weiche mit ○ oder ⊃.

Bruchfeuchte Sandsteine erhärten an der Luft. Gute Bausteine sollen gleichmäßig in Struktur, Härte und Farbe sein, sich nicht mit Moos und Algen überziehen und im Laufe der Zeit eine unveränderliche Kruste (patina) annehmen. Auch sollen sie frei von »Nestern«, »Gallen«, »Stichen« sowie schädlichen Lagern sein.

B. Künstliche Steine.

§ 4. Allgemeines. Wie einleitend erwähnt, waren die ältesten künstlichen Bausteine »ungebrannte Backsteine«. Solche, lediglich an der Luft erhärteten Ton-

steine (Luftsteine) gelangen jetzt nur noch sehr selten zur Verwendung. Seit Jahrtausenden ist es Gebrauch, die Tonsteine »zu streichen und zu brennen«.[1])

Neuerdings hat die vorgeschrittene Technik verschiedenerlei künstliche Steine erfunden, die aus anderen Materialien als tonhaltiger Ziegelerde hergestellt werden. Diese sollen als Ersatz für Backsteine oder natürliche Steine dienen und unterscheiden sich dementsprechend auch äußerlich von jenen bezüglich Rauminhalt, Struktur und Farbe. Über den ästhetischen Wert täuschender Nachbildungen natürlicher Steine haben bereits vielfache Erörterungen stattgefunden, ohne die Praxis beherrschen zu können; hier soll bei Besprechung des »Betons« diese Frage gestreift werden.

Gewissermaßen als Ersatz für Backsteine kommen aus der großen Anzahl verschiedener Arten solcher künstlicher Steine für die moderne Bautechnik besonders in Betracht:

Kalksandziegelstein (Kalkziegel), Kalkschlackenziegelstein, Zementschlackenziegelstein, Bimssandziegelstein (Schwemmstein, Tuffstein) und Korkstein.

Ferner ist hier der Glasstein zu nennen, der eine immer weitergehende Verwendung findet. Er wird mit oder ohne Drahtnetzeinlage hergestellt und erhält vielfach eine vom Backstein verschiedene Form. Als Nachbildung für Werksteine und Bruchsteine kommen verschiedene Arten von »Kunststein« in den Handel und neuerdings auch der Betonhohlstein.

§ 5. Gebrannte künstliche Steine. Der aus geeigneter Tonerde gebrannte Backstein (Ziegelstein) muß durch und durch gebacken, d. h. »gebrannt« sein und darf keine »Nester« fremder Stoffe enthalten. Zur Prüfung der Güte des Backsteins können auf dem Bauplatze kurzer Hand folgende Arten von Proben vorgenommen werden:

Eintauchen des Steines in Wasser. Letzteres soll keine Trübung durch Lösung erdiger Stoffe in dem Steine erfahren.

Anklingen des Steines mit einem Schlüssel oder dgl. Der erzeugte Klang soll hell, nicht dumpf, sein.

Zerschlagen des Steins. Die Bruchflächen sollen möglichst muschelig und hart erscheinen.

Man unterscheidet:

a) Bezüglich der Herstellungsart: α) *Feldbrandsteine.* Die gestrichenen rohen Tonklumpen werden in Haufen aufgesetzt, die im Innern einen Feuerraum und Rauchzüge enthalten. Die Durchbackung der gesamten Ware wird nicht gleichmäßig erfolgen; es werden sich harte und weniger harte Steine ergeben, auch die einzelnen Steine werden Ungleichmäßigkeiten bezüglich ihrer Härte zeigen und in Form und Farbe verschieden sein.

β) *Ofensteine.* Die Tonklumpen werden in besonderen Heizanlagen so aufgelegt, daß jeder derselben — ohne Belastung zu erfahren — gleichmäßig von der Hitze durchdrungen wird.

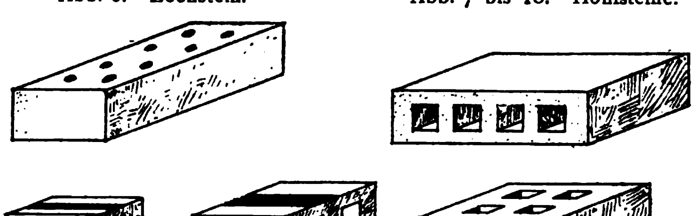
b) Bezüglich des Grades der Durchbrennung: α) *Gewöhnliche Backsteine* (Ziegelsteine) und β) *Klinker*, d. h. besonders hart gebrannte Steine.

---

[1]) I. Moses, 11. 3. ... »Und sprachen untereinander: Wohlauf, lasset uns Ziegel streichen und brennen! Und nahmen Ziegel zu Stein, und Ton zu Kalk...« — Nach neuerer Übersetzung: »Wohlan, lasset uns Ziegel streichen und brennen zu Brand. Und es war ihnen der Ziegel statt Steines und das Erdharz war ihnen statt Mörtels.«

c) Bezüglich der äußeren Form: α) *Normalsteine* (Abb. 1 bis 5). Im deutschen Reich ist als Normalmaß angenommen: Länge 25 cm, Breite 12 cm, Dicke 6,5 cm. Abgesehen von solchen »ganzen« Backsteinen, werden auch »Teilsteine« verwendet (Abb. 2 bis 5), die meistens seitens der Maurer durch »Verhau« mittels des Hammers hergestellt werden.

Abb. 1 bis 5. Normalsteine.

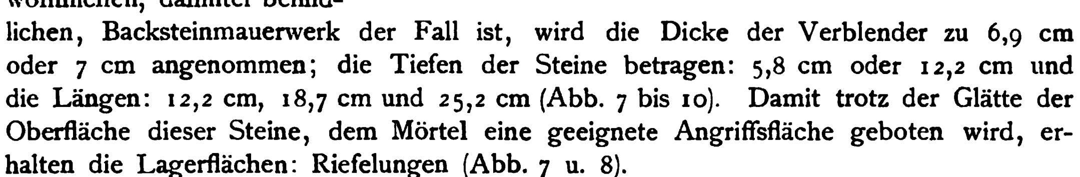


1 Normalstein. 2 Viertelstein (Einquartier). 3 Halbstein (Zweiquartier). 4 Dreiviertelstein (Dreiquartier). 5 Kopfstück (Riemenstück).

In Preußen wurden für größere Backsteine, namentlich zur Anwendung bei Kirchenbauten, im Jahre 1902 auch noch folgende Maße eingeführt: Länge 28,5 cm, Breite 13,5 cm, Dicke 8,5 cm. In Österreich betragen die Backsteinmaße: 29 cm, 14 cm, 6,5 cm.

Abb. 6 bis 10. Loch- und Hohlsteine.

Abb. 6. Lochstein. Abb. 7 bis 10. Hohlsteine.



β) *Verblender* sind äußerst sorgfältig und scharfkantig ausgeführte Backsteine, die bei Fassaden-Außenflächen Verwendung finden. Um hier die Fugen dünner und schärfer zu erhalten, als es bei dem gewöhnlichen, dahinter befindlichen, Backsteinmauerwerk der Fall ist, wird die Dicke der Verblender zu 6,9 cm oder 7 cm angenommen; die Tiefen der Steine betragen: 5,8 cm oder 12,2 cm und die Längen: 12,2 cm, 18,7 cm und 25,2 cm (Abb. 7 bis 10). Damit trotz der Glätte der Oberfläche dieser Steine, dem Mörtel eine geeignete Angriffsfläche geboten wird, erhalten die Lagerflächen: Riefelungen (Abb. 7 u. 8).

γ) *Formsteine* werden namentlich im Gebiete des »unverputzten Backsteinbaues« vielfach verwendet und umfassen Formen mit einfachsten Abschrägungen und Wulsten bis zu reichen Profilen.

d) Bezüglich der inneren Ausgestaltung des Steines:

Aus reiner Ziegelerde: α) *Vollsteine* (Abb. 1), β) *Lochsteine* (Abb. 6), γ) *Hohlsteine* (Abb. 7 bis 10).

Die runden, bzw. quadratischen oder rechteckigen Löcher und Höhlungen können sowohl bei den ganzen wie bei den Teilsteinen nach den in den Abb. 6 bis 10 angegebenen Richtungen liegen. »Verblender« und »Formsteine« werden meistens als Hohlsteine gebildet.

Der Vorteil von Loch- und von Hohlsteinen gegenüber den Vollsteinen besteht in geringerem Gewicht, wodurch die Transportkosten herabgesetzt werden und das betreffende Gemäuer »leichter« ausfüllt. Ferner hindert die in den Steinen enthaltene Luft einigermaßen das Eindringen von Feuchtigkeit in das Mauerwerk.

Aus Ziegelerde mit Zusätzen. Um das Gewicht von Vollsteinen zu verringern können der Ziegelerde: Torf, Lohe, Sägemehl, Steinkohlenstaub und dgl. in Pulverform beigemengt werden. Diese Stoffe verbrennen beim »Brand« der Steine in der Hitze,

wodurch »Poren« im Backsteine entstehen. Solche »poröse« Steine sind allerdings leichter als Backsteine, doch ist auch ihre Qualität geringer; sie dürfen nur im Innern der Gebäude Verwendung finden.

C. Mauer-Bindemittel, -Putzmassen, -Gußmassen.

§ 6. Allgemeines über Mörtel. Die Aufgabe der Mauerbindemittel, d. h. der Mörtel, ist eine dreifache, sie sollen: die Mauerfugen ausfüllen; vermitteln, daß die Last der oberen Mauersteine die unter diesen befindlichen Steine nicht in einzelnen Punkten trifft, sondern auf deren ganzen Oberfläche verteilt wird und die Steine zu einem festen Gemäuer zusammenkitten.

Ein uraltes Mauerbindemittel ist das »Erdharz« (Erdpech, Asphalt)[2]), sowie der »Lehm«; doch ist dieser längst durch Kalkmörtel verdrängt und sollte auch als Zusatz zu letzterem keine Verwendung mehr finden. Auch der Asphalt kommt für uns als Mauerbindemittel nicht mehr in Betracht.

Mörtel (Speis) wird durch Mischung von »Kalk«, »Gips« oder »Zement« mit Sand und Wasser hergestellt; unter Umständen wird dem Kalkmörtel noch Zement zugesetzt. Man unterscheidet »gewöhnlichen Luftmörtel«, der nur an der Luft, nicht aber im Wasser, erhärtet und »hydraulischen Mörtel«, der sowohl an der Luft als auch im Wasser hart wird. Alle Mörtel können nur ein einziges Mal Verwendung finden. Sind sie erhärtet — sei es im Mauerwerk oder schon vor der beabsichtigten Verwendung —, so ist es ausgeschlossen, daß ihre Bestandteile nach Pulverisierung und Mischung mit Wasser nochmals Bindekraft entwickeln.

§ 7. Mörtelarten. Bezüglich eingehender Besprechung des »Mörtels« sei auf die Veröffentlichung im »Handbuch der Architektur« (I. Teil, I. Band, 1. Heft) hingewiesen, woselbst auch ausführliche Literaturverzeichnisse anzutreffen sind. Die hauptsächlichsten, sowohl für Mauerungen als Putzarbeiten in Betracht kommenden Mörtelarten sind:

a) **Weißkalkmörtel** (gewöhnlicher Luftmörtel). Bei dessen Bereitung findet Luftkalk (Fettkalk) Verwendung, der durch Glühen von »kohlensauren Kalksteinen« unter Austreibung der Kohlensäure gewonnen und dann in Kalkpfannen vermittels Zusatz von Wasser »gelöscht« wird. Die entstehende Kalkflüssigkeit wird in Gruben geleitet, wo bei allmählichem Verdunsten des Wassers nach etwa 2 Wochen der zum Mauern brauchbare »Kalkbrei« entsteht (»Einsumpfung«). Wenn dieser für Fassadenputz Verwendung finden soll, so muß er mindestens ein halbes Jahr in der Grube lagern.

Der gewöhnliche Mauermörtel wird erhalten durch Mischung von 1 Raumteil Kalkbrei mit 3 Raumteilen Sand und Wasser. Unter langsamer Verdunstung des Wassers erhärtet der Mörtel, indem er Kohlensäure aus der Luft aufnimmt (»Abbindung«) und eine Verbindung mit den Mauersteinen eingeht. Da trockene Backsteine im Mauerwerk das Wasser aus dem Mörtel begierig heraussaugen, so entziehen sie diesem die Feuchtigkeit zu schnell. Bei Backsteingemäuer sind deshalb die Steine vor der Verwendung anzufeuchten; hingegen müssen Bruchsteine um so trockener vermauert werden, je mehr Bruchfeuchtigkeit sie noch enthalten. Für sehr dicke Bruchsteinmauern empfiehlt es sich, dem Mörtel »Backsteinstaub« zuzusetzen. Der Mörtel muß an demselben Tage verwendet werden, an dem er angemacht ist, da er sonst an der Luft erhärtet und die Bindekraft einbüßt.

b) **Schwarzkalkmörtel** wird aus magerem (hydraulischen) Kalk mit etwas weniger Sand als der vorher genannte und gleichfalls unter Zusatz von Wasser hergestellt.

[2]) Vgl. auch Fußnote 1, S. 60.



Dieser Kalk wird in kleinen Häufchen aufgeschüttet, mit Sand bedeckt und mit Wasser übergossen. Der Schwarzkalkmörtel erhärtet schneller und fester als Weißkalkmörtel und darf daher nicht später als einige Stunden nach seiner Zubereitung Verwendung finden; er wird bei dünnen oder stark belasteten Mauern, sowie bei Pfeilern und dgl. vielfach benutzt.

c) **Verlängerter Mörtel** wird durch Zusatz von Zement zu Kalkmörtel hergestellt und bindet in noch kürzerer Zeit als Schwarzkalkmörtel, den er auch an Festigkeit übertrifft.

d) **Zementmörtel** besteht aus 1 Teil Zement und etwa 2 bis 4 Teilen Sand nebst Wasser; er bindet schneller als alle anderen Mörtelarten ab und übertrifft sie auch bezüglich der Festigkeit.

e) **Gipsmörtel.** Der erforderliche Gips wird durch Glühen von schwefelsaurem Kalk durch Austreibung des vorhandenen »Hydratwassers« gewonnen und ihm nur wenig Sand und dann das nötige Wasser zugesetzt, welches direkt die Erhärtung des Gipses verursacht. Deshalb muß angemachter Gipsmörtel schleunigst Verwendung finden. Gipsmörtel ist nur im Innern von Gebäuden verwendbar, da er nach seiner Erhärtung aus feuchter Luft Wasser anzieht und verfault. Gelegentlich wird er auch anderen Mörtelarten zugesetzt. Ein Nachteil des Gipsmörtels entsteht durch das »Treiben« des im Gips enthaltenen Schwefels.

Man unterscheidet Gipsmörtel mit gering gebranntem Gips und solchen mit stark gebranntem. Ersterer, von Farbe bläulich-weiß, findet besonders Verwendung bei Wand- und Deckenputz; letzterer, von rötlich-weißer Farbe, als Boden-Estrich, der direkt als Fußboden oder zunächst als Unterlage für Linoleum dient. Unter Zusatz besonderer Chemikalien werden mit dem Gipsmörtel Gesimse, Ornamente, Kunstmarmorgegenstände usw. hergestellt.

§ 8. Mörtelsand. Je weniger Erdbestandteile und je mehr Quarz ein Sand enthält, um so geeigneter ist er für Mörtelbereitung. Die Probe kann in einfacher Weise durch Eintauchen der mit Sand gefüllten Hand in reines Wasser erfolgen: bleibt das Wasser sauber, so entspricht der Sand den betreffenden Anforderungen. Auch ohne Wasser kann der Sand nach Reibung desselben zwischen den Händen beurteilt werden: bleiben diese sauber, so ist der Sand quarzhaltig. — Guter, aber mit Erde oder mit organischen Stoffen gemischter Mörtelsand muß vor der Verwendung gewaschen werden. Bezüglich des Rauminhalts der Sandkörner empfiehlt sich ein Gemisch von möglichst verschiedenartigen Korngrößen.

§ 9. Mörtelwasser. Auch das Wasser eignet sich für Mörtel um so mehr, je reiner es ist. Höhere Temperaturen des Wassers beschleunigen das »Abbinden« von Mörtel, weshalb es sich bei geringem Frostwetter empfiehlt, warmes, bzw. heißes Wasser bei der Mörtelbereitung zu verwenden. Bei starkem Frostwetter wird nicht gemauert.

§ 10. Zement wird verwendet bei: Mörtel, Wandputz und Beton und ist für das moderne Bauwesen von weitgehender Bedeutung, denn er ermöglicht ein schnelles Bauen, was bei gegenwärtigen Verhältnissen in finanzieller Beziehung besonders wichtig erscheint; andernteils wird es durch seine Verwendung als Mauermörtel möglich, Mauern und Pfeiler in den Maßen möglichst gering, und somit auch im Gewicht verhältnismäßig leicht zu halten. Besondere Wichtigkeit verleiht dem Zement auch seine Eigenschaft, nicht nur an der Luft, sondern auch im Wasser zu erhärten. Man unterscheidet natürlichen und künstlichen Zement.

a) **Natürlicher (Roman-)Zement** besteht aus 1 bis 1,5 Teilen Kalk und 1 Teil Ton; er bindet auch im Wasser sehr rasch ab.

b) **Künstlicher (Portland-)Zement** wird hergestellt durch Brennen einer Mischung von kalk- und tonhaltigen Gesteinen, die nachträglich fein gemahlen werden. Er hat vor dem natürlichen Zement den Vorzug, nicht so überaus schnell wie jener abzubinden und kommt deshalb für Hochbauten beinahe ausschließlich in Betracht. Je nach seinen Eigenschaften wird das Mischungsverhältnis mit Sand usw. zu bestimmen sein.

Zemente sind gut trocken zu lagern, da sie sonst schon durch Aufnahme von Feuchtigkeit aus der Luft »abbinden«; auch muß ihre Verwendung beim Bau sofort nach dem Zusatz von Wasser erfolgen. Nach der Verwendung sind die Zementflächen (Putz oder Beton) zunächst durch Nässen noch feucht zu erhalten, damit nicht infolge zu schneller Austrocknung Risse in der Zementmasse entstehen; auch erlangt der Zement sonst nicht den größtmöglichsten Härtegrad.

Zementmörtel und Zementputz bestehen aus Zement, feinem Sand und Wasser. Letzterer darf nur aufgetragen werden, wenn die betreffende Mauerfläche vorher sauber gereinigt ist; trotzdem hat man bei ihm mit der Bildung von Flecken und mit Ausblühungen zu rechnen; auch haften an ihm weder Tapeten noch Ölfarben. Einigermaßen werden diese störenden Eigenschaften des Zements gemildert, wenn die geputzte Fläche mit schwacher Säurelösung behandelt und dann wieder rein abgewaschen wird. Die Verwendung von Zement als Zwischenlage bei Werksteinen kann, infolge chemischer Wirkung, Flecken an den Steinen verursachen.

§ 11. Beton wird durch Mischung von Portlandzement, Sand, Kies (oder Ersatz von Kies) und Wasser hergestellt. Die Güte des Zements ist in jedem Falle besonders festzustellen. Der Sand muß aus scharfkantigen Quarzkörnern von kleinstem Korn bis zu einer Korngröße von etwa 0,5 cm bestehen und durchaus rein sein. Der Kies soll ebenfalls gemischte Korngrößen enthalten von 0,5 cm bis, je nach seiner Verwendung, etwa 4 oder 4,5 cm. Als Ersatz für Kies dient Steinschlag aus scharfkantigem, hartem Material, und für Beton mit geringerer Tragfähigkeit: Bimskies oder Schlacken. Da der Zement im Beton aus dem oben erwähnten Grunde nicht zu schnell austrocknen darf, so ist aus dem in § 7 unter a) angegebenen Grunde vor Benutzung von Backsteinbrocken als Ersatz von Kies zu warnen.

Das Mischungsverhältnis der Bestandteile richtet sich je nach den vorliegenden konstruktiven Verhältnissen; bei Wohnhaus-Kellergewölben ist es etwa: 1 Raumteil Zement, 4 Teile Sand und 6 Teile Kies. Bei der Herstellung soll zuerst der Zement mit dem Sand in trockenem Zustande gründlichst durcheinander gemengt werden, dann erfolgt etwas Wasserzusatz und hernach Mischung mit Kies, oder erst Zusatz von Kies und dann Wasser; dieses Gemisch ist ebenfalls gründlichst durchzuarbeiten. In manchen Fällen gelangt jedoch ein Kies zur Verwendung, der schon in der Kiesgrube im Gemenge mit Sand gewonnen wurde.

Neuerdings wird empfohlen, dem Zementbeton gemahlenen hydraulischen Kalk (»Beton-Kalk«) zuzusetzen um die Masse plastischer und widerstandsfähiger gegen Frost und Wasserdurchdringung zu gestalten. Als Mischungsverhältnis kommt in Betracht: 1 Teil Zement, 1 Teil gemahlener hydraulischer Kalk, 4 Teile Sand und 12 Teile Kies (Steinschlag).

Seit einigen Jahrzehnten sucht man bei den sichtbaren Betonmassen an Gebäuden das Aussehen von Steinen nachzubilden. Meistens werden dann die Fassaden mit Beton-Quadern oder -Platten verkleidet, denen durch Zusatz von Steinmehl an ihrer Oberfläche möglichst das Aussehen natürlicher Steine verliehen ist. Eine solche Täuschung des

Beschauers ist sicherlich unangebracht. Bauten, die auch äußerlich in Betonmasse hergestellt sind, sollten solches offen zeigen, und daß auf diesem Gebiete in künstlerischer Beziehung Erfreuliches geleistet werden kann, beweisen einige Ausführungen der neuesten Zeit.

§ 12. Zement und Eisenverbindung.[3]) Wenn angefeuchteter Zement in »noch nicht abgebundenem Zustand« mit Eisen in Berührung kommt, so tritt eine Verbindung beider Materialien ein, die sich bei Temperaturschwankungen nicht löst, da Zement und Eisen sich im selben Verhältnis bei Wärme ausdehnen und bei Kälte zusammenziehen. Gleichzeitig schützt die Eisen-Zementverbindung das Eisen gegen Rosten, sowie gegen Einwirkung von Feuer bei Bränden.

Eisenträger, welche im Bau mit Zement (in entsprechendem Mörtel oder Putz, oder Beton) zusammengebracht werden sollen, dürfen nicht vorher zum Schutze gegen das Rosten auf dem Lagerplatz mit Mennigfarbe oder einem anderen, die Verbindung von Eisen mit Zement verhindernden Anstrich versehen werden, sondern sind entweder mit Zementwasser zu streichen oder besser, durch ein Schutzdach vor Regen zu schützen und dann vor der Benutzung sauber zu reinigen.

Unter geschickter Benutzung der Verbindungsfähigkeit von Zement und Eisen (Eisenträger, Eisendraht), sowie des Verhaltens vom Zement bei Druck- und des Eisens bei Zugspannungen ist eine Anzahl neuzeitiger Konstruktionen erfunden worden, die im folgenden an geeigneter Stelle Erwähnung finden sollen. Für ihre Dauerhaftigkeit ist von ganz besonderer Bedeutung der Umstand, daß der das Eisen umhüllende Zement dieses vor dem Verrosten schützt.

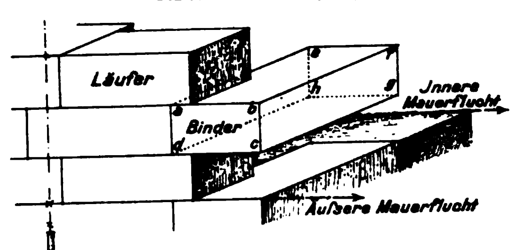
II. Mauern (Wände) und Pfeiler.

§ 13. Allgemeines. Dem Wesen nach besteht zwischen »Mauer« und »Wand« kein Unterschied: dünne Mauern werden Wände, dicke Wände dagegen Mauern genannt. Pfeiler sind Mauern, deren Längenausdehnung sehr gering ist. Man unterscheidet: Mauern, die frei für sich stehen, Mauern, die von oben her eine Last zu tragen haben, Mauern, die einem Seitenschub ausgesetzt sind und solche, die Druck und Schub zugleich erhalten.

Diese Umstände sind von Einfluß auf die den Mauern zu verleihende »Stärke« (Dicke); in erster Linie aber kommt für diese das Baumaterial als solches in Betracht, sowie die Form der Mauersteine und die Güte der Arbeitsausführung nebst der Zeit, die dem Mörtel zum Abbinden gewährt wird, ehe Druck- oder Schub-Beanspruchung des Neugemäuers erfolgt.

Die geeignetste Form für Mauersteine ist die des Parallelflächners (Parallelepipedon). Sowohl für natürliche wie für künstliche Bausteine gelten die in Abb. 11 eingetragenen Bezeichnungen.

Abb. 11. Mauersteine.



abcd vorderes Haupt. *aehd* rechte Stoßfuge. *efgh* hinteres Haupt. *bfgc* linke Stoßfuge. *abfe* oberes Lager. *dhgc* unteres Lager.

Die untere Fläche einer Mauer nennt man »Sohle«, den oberen Teil »Mauerkrone«. Die seitliche Endigung nach Abb. 34 u. 35 heißt »Kopfzahnung« oder »Zahnung«, diejenige nach Abb. 52 »Treppenzahnung« oder »Abtreppung«. Eine gemauerte Lage auf die Schmalseite gestellter Backsteine wird »Rollschicht« genannt. Die

[3]) Vgl. auch Kap. V: »Eisenbetonkonstruktionen« dieses Lehrbuchs.

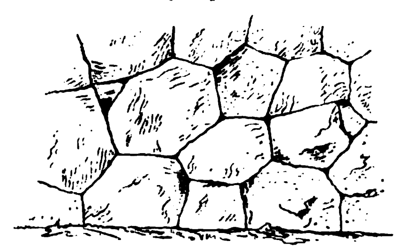


»äußere Mauerflucht« heißt »Mauerhaupt«; sind beide Mauerfluchten »sauber« ausgeführt, so ist das Gemäuer »zwei- oder doppelhäuptig«.

A. Mauerwerk aus natürlichen Steinen.

§ 14. Mauerwerksarten. Die ursprünglichste Art von Mauerbildung erfolgt durch ein einfaches Aufeinanderhäufen von »Findlingen«, solche Mauern werden »Trockenmauern« genannt; die Zwischenräume der Steine erhalten eine Ausfüllung mit Sand, Erde oder Moos. Diese können bei Verwendung großer Steine und bei bedeutender Mauerdicke hohe Festigkeit erlangen; doch handelt es sich bei denselben meistens um Wallmauern und dgl., aber nicht um Gebäudemauern. Eine Steigerung der Festigkeit wird eintreten, wenn die Steine solcher Mauern unter Anwendung von »Behau« aneinander gepaßt werden. Abb. 12 zeigt Mauerwerk nach dem Prinzip des uralten »Zyklopenmauerwerks« unter Zusammenstoß von 3 oder von 4 Steinen an deren Eckpunkten. Trockengemäuer mit Moosausfüllung findet heutigen Tages gelegentliche Verwendung bei billigen Gebäude-Böschungsmauern.

Abb. 12. Zyklopenmauerwerk.

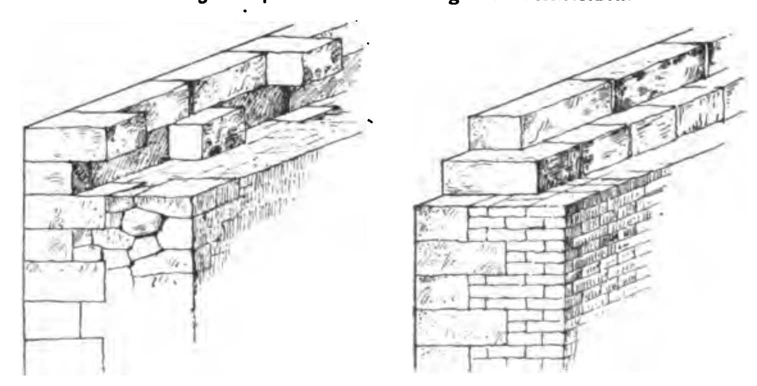


Wie in § 6 ausgeführt, wird die Festigkeit eines Gemäuers durch Anwendung von Mörtel erhöht und je unregelmäßiger oder runder, sowie je kleiner die Mauersteine sind, um so größer wird die erforderliche Menge von Mörtel sein zur Erlangung der notwendigen Mauerfestigkeit.

Das beste Mauerwerk in konstruktiver Hinsicht wird durch den reinen »Quaderbau« geboten, der, lediglich vom Steinhauer bearbeitete parallelepipedische »Hausteine« (Werksteine, Werkstücke) enthält; da ein solches Gemäuer aber sehr teuer zu stehen kommt, so wird es heutigen Tages nur äußerst selten, etwa bei Sakralbauten, ausgeführt. In praktischer Beziehung hat es übrigens auch den Nachteil, daß bei vollständigem Durchbinden von Quadern durch die Mauer nach lang andauerndem Regenwetter die innere Mauerfläche infolge der von den Quadern eingesogenen Nässe, feuchte Stellen zeigen wird.

§ 15. Werkstein-(Quader-)Mauerwerk. Bei modernen Werksteinmauern werden »Werksteine« nur an der Außenseite der Mauer angeordnet; hinter ihnen befindet sich dann ein Gemäuer aus Bruch- oder Backsteinen: die »Hintermauerung«. Ist den Werksteinen eine beträchtliche Tiefe gegeben, so bilden sie gemeinschaftlich mit der Hintermauerung die tragende Mauer; werden sie jedoch sehr flach gehalten, so bilden die Werksteine lediglich eine »Mauerverblendung«. Die Hintermauerung muß dann in sich stark genug sein, die Gesamtlast zu tragen. In solchem Falle kann die äußere Verblendungsschale unter Umständen

Abb. 13 u. 14. Mauerverblendung aus Werksteinen.



nachträglich zur Ausführung gelangen, wie z. B. die Marmorverkleidung vieler in Backstein ausgeführter italienischer Renaissance-Kirchen; doch ist die gleichzeitige Ausführung beider Mauerscheiben in konstruktiver Beziehung durchaus vorzuziehen.

Um einen guten »Verband« zwischen »Hausteinen« und »Hintermauerung« zu erzielen, werden erstere abwechslungsweise als »Läufer« und »Binder« (Abb. 11, S. 65) angeordnet. Dieser Verband kann in wagerechter (Abb. 13) oder in senkrechter (Abb. 14) oder in gemischter Weise erfolgen.

Die Einbindungstiefe der Hintermauerung (siehe Abb. 13) sollte mindestens 15 cm betragen; wo irgend tunlich sind die Lagerfugen der Hausteine in der Hintermauerung durchzuführen (Abb. 14). Bei Bruchsteinhintermauerung empfiehlt es sich, an den »Einbindungen« keine schwächeren Bruchsteine als von etwa 14 cm Dicke anzuordnen; wo geeignete Bruchsteine nicht vorhanden sind, greift man für diesen Teil des Gemäuers vielfach zu Backsteinmaterial.

Die Ausführung des Gemäuers hat bei bedeutenden Mauerstärken in der Weise zu erfolgen, daß schichtenweise zunächst die Werkstücke hintermauert werden, dann ist die innere Mauerflucht herzustellen und schließlich wird der Zwischenraum mit möglichst großen Steinen satt in Mörtel ausgefüllt (s. § 20).

§ 16. Hilfskonstruktionen. Zur Erlangung einer möglichst fest geschlossenen, starren Masse des Gesamtmauerwerks wird vielfach zu besonderen Hilfskonstruktionen gegriffen.

Abb. 15 u. 16. Verbindung der Steine untereinander mittels Falz.

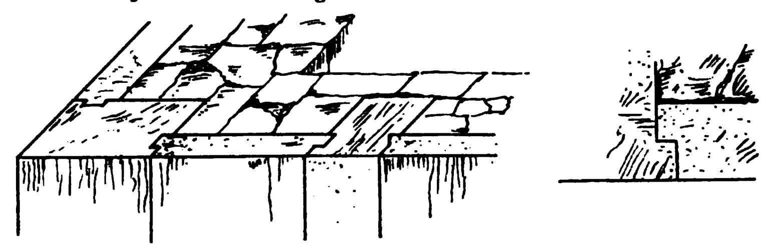
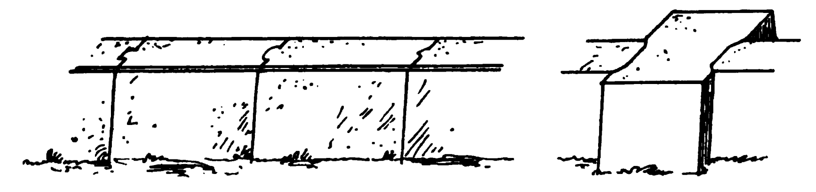
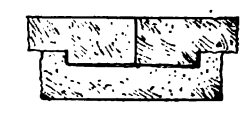


Abb. 17 u. 18. Verbindung der Steine untereinander mittels Spund.



Die Verbindung von Steinen untereinander kann nach dem System von »Falz« (Abb. 15 u. 16) oder »Spund« (Abb. 17 u. 18) erfolgen. Hierbei empfiehlt es sich in Rücksicht auf die Sprödigkeit des Materials, alle »Ausladungen« dieser Konstruktionen gering zu halten.

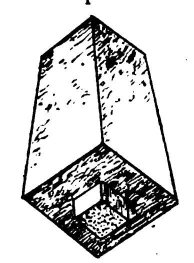
Abb. 19. Klammerstein.



Eine uralte Art der Zusammenfassung von Hausteinen beruht auf Verwendung von »doppelhakenförmigen« Werkstücken als steinerne Klammern (Abb. 19). Liegend angeordnete Klammersteine trifft man im Altertum beispielsweise bei den griechischen Tempeln und im Mittelalter z. B. auf dem Heidelberger Schloß; in stehender Lage finden sich solche am Hauptgesims des Palazzo Strozzi in Florenz. Diese Konstruktion ist nicht empfehlenswert, da die Umklammerungsteile auf »Schub« in Anspruch

genommen werden und das Steinmaterial diesem nur geringen Widerstand entgegensetzt. Aus gleichem Grunde ist die Anwendung steinerner Zapfen nach Abb. 20 und steinerner Klammern in entsprechender Dicke nach Art von Abb. 21 bedenklich.

Abb. 20. Steinerne Zapfen.



Zuverlässiger als Verbindungs-Hilfsmittel in Stein sind solche aus Hartholz oder noch besser aus Metall, als welches der Billigkeit wegen meistens Eisen gewählt wird; haltbarer, aber teurer, ist Kupfer.

Die gebräuchlichsten eisernen Verbindungsstücke sind: Klammern (Abb. 21 u. 22) etwa 20 bis 25 cm lang, Dollen (Abb. 23 u. 24), Schlaudern (Abb. 25) etwa 20 bis 40 cm lang und Anker (Abb. 26 bis 28) etwa 30 bis 50 cm lang; diese Stücke werden aus 2 bis 3 cm starkem Quadrateisen oder entsprechend starkem Flacheisen hergestellt. Dollen fertigt man gelegentlich auch aus Rundeisenstäben, doch leisten solche dann keinen Widerstand gegen drehende Verschiebung. Vielfach werden Dollen in Verbindung mit Schlaudern verwendet. Bei den Ankern empfiehlt es sich, den Splint (die Schließe) in senkrechter Lage anzuordnen (Abb. 27 u. 28); die weniger wirkungsvolle, wagerechte Lage derselben kommt nur bei Platzmangel in Anwendung.

Abb. 21 u. 22. Klammern.

Abb. 23 u. 24. Dollen.

Abb. 25. Schlauder. Abb. 26 u. 27. Anker.

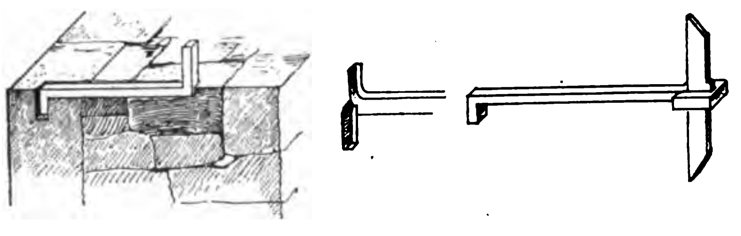
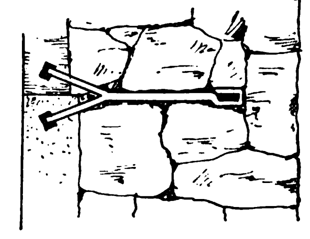
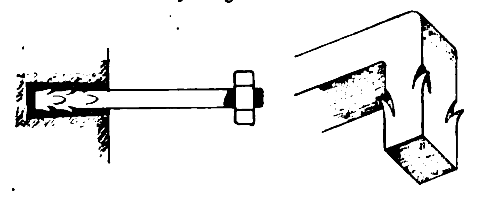


Abb. 28. Gabelanker.



Um das Eisen in möglichst feste Verbindung mit den Werksteinen zu bringen, werden die Höhlungen um das »eingelassene« Eisen »ausgegossen«; hierzu verwendet man in Wasser gelösten Zement oder geschmolzenes Blei. Da letzteres beim Eingießen Höhlungen bildet, so ist es absatzweise in kleinen Partien einzugießen, die dann jeweils nach ihrem Erkalten mit feinen Eisen festzustampfen sind. Vielfach wird zum Ausgießen auch Schwefel verwandt; da dieser jedoch »treibt« und hierbei die Steine sprengt, so ist vor dessen Gebrauch zu warnen.

Abb. 29 u. 30. Widerhaken.



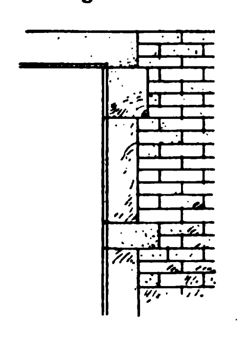
Um die in Stein eingelassenen Eisenteile möglichst fest einzubetten, erhalten sie Widerhaken (Abb. 29 u. 30).

Unter Umständen werden gleichzeitig Steinverbindungen entsprechend den Abb. 15 bis 18 und eiserne Verbindungskonstruktionen angeordnet.

§ 17. Die Werksteine. **a) Allgemeines.** Wo irgend tunlich, muß bei der Höhenbemessung der einzelnen Hausteine auf die Mächtigkeit der »natürlichen« Schichtung (Lagerung) der betreffenden Gesteinsmassen im »Steinbruch« (natürliche Steinlager) Rücksicht genommen werden; doch ist dies in jenen Fällen von vornherein ausgeschlossen, in denen die »Vergebung« der Arbeit auf Grund fertig gestellter Zeichnungen erfolgt und somit die Wahl des bezüglichen Steinbruchs erst nachträglich geschehen kann.

Alle Quader aus lagerhaften Gesteinen sind so zuzuhauen, daß ihre Lager sich in der Richtung der Gesteinlager befinden; bei Fenstergewänden, Pfeilern und dgl. ist eine solche Anordnung jedoch undurchführbar.

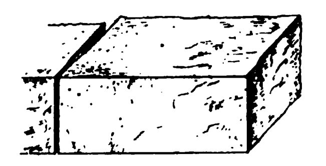
Abb. 31. Höhe der Werksteine neben Backsteingemäuer.



Die Höhe von Werksteinen neben Backsteingemäuer (Hintermauerung: Abb. 14, S. 66; seitl. Anschluß: Abb. 31) ist als Vielfaches der Backsteinschichten plus der zugehörigen Fugen zu bemessen, damit nicht zur Spaltung von Backsteinen gegriffen werden muß. Bei unverputztem Fassadenbacksteinmauerwerk (Abb. 31), namentlich bei scharfkantigen Verblendern, empfiehlt sich die Durchführung der Hausteinlagerfugen im Backsteinmauerwerk auch aus ästhetischen Gründen.

Dem Prinzip nach sollen alle Werksteine, wie in Abb. 11, 13 u. 14 dargestellt, mit entsprechenden parallelen Flächen und lauter rechten Winkeln ausgearbeitet sein; im Hinblick auf Materialersparnis aber tritt seitens der Steinlieferanten das Bestreben auf, die Steine mehr oder weniger keilförmig zu liefern. Es ist jedoch bei Abnahme der Lieferung nachdrücklichst darauf zu bestehen, daß die Lagerflächen in rechten Winkeln zur Fassadenfläche stehen und eben behauen sind.

Abb. 32. Stoßfläche der Werksteine.



Anders liegt der Fall für die Stoßflächen. Diese haben, um die »Versetzarbeit« zu erleichtern (s. § 18), längs der Fassadenflucht einen etwa 5 cm breiten sauber bearbeiteten Streifen zu erhalten, der genau rechtwinklig zur Fassade steht; nach hinten zu ist der Stein etwas keilförmig zuzuspitzen, damit sich die Stoßfugen gegen das Innere der Mauer um ein geringes erweitern (Abb. 32).

Während die Art der Bearbeitung am vorderen Haupt der Werkstücke in jedem Falle vorzuschreiben ist, wird das hintere Haupt beliebig rauh gehalten; doch soll dieses in Rücksicht auf den Anschluß der Hintermauerung auch möglichst lotrecht ausgeführt werden. Aus konstruktiven und finanziellen Gründen ist die Tiefe der Werksteine stets seitens der Bauleitung anzuordnen.

b) Formgebung in bezug auf die statischen Gesetze. Wie im Prinzip bei der Bildung eines jeden Gebäudes dreierlei Arten von Formgebungen zu unterscheiden sind:

1. konstruktive Nutz-(Werk-)form (Grundform),
2. künstlerische Ausgestaltung derselben,
3. angefügter Schmuck,

so wird auch bei einzelnen Gebäudeteilen und bei den einzelnen Werkstücken auf Grund dieser drei Gesichtspunkte verfahren. Während das unter 2 und 3 Genannte

zurücktreten oder gänzlich fehlen kann, liegt der unter 1 bezeichnete Gesichtspunkt stets dem Ganzen und allen seinen Stücken zu Grund und haben wir es in diesem Kapitel in erster Linie mit dieser Konstruktions-Grundform zu tun. Zu deren Festlegung bei den Werkstücken bedarf es unter allen Umständen der Kenntnis:

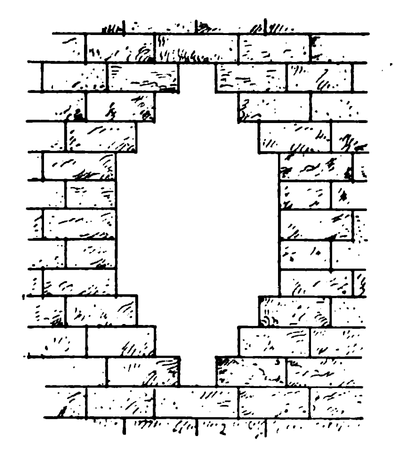
1. der Eigenschaften des betreffenden Gesteins,
2. der allgemeinen Gesichtspunkte für technische Formgestaltung und
3. der besonderen Anforderungen im Einzelfall.

α) *Eigenschaften der Bausteine.* Neben dem Umstand, daß Bausteinmaterial nicht brennen kann[4]) und neben der Wetterbeständigkeit guter Bausteine, ist es auch deren Festigkeit, die das Steinmaterial für unsere Bauten empfehlenswert macht. Die Festigkeit ist um so höher, je weniger Feuchtigkeit im Gestein vorhanden ist. Mit Feuchtigkeit gesättigte Steine haben unter Umständen nur $\frac{1}{3}$ ihrer Festigkeit in trockenem Zustande. Frisch aus dem Steinbruch gelieferte Steine sind meist noch »bruchfeucht«. Die Festigkeit der einzelnen Gesteinsarten ist in den verschiedenen Steinbrüchen verschieden, kann sogar selbst im einzelnen Steinbruch an mehreren Stellen voneinander abweichen.

Wie bei allen irdischen Gegenständen, unterliegen die Einzelteile in jedem Bauwerk dem großen Gesetze der Schwerkraft und da es mit unseren technischen Baumitteln nicht zu erreichen ist, daß die Gebäude zu einer vollständig einheitlichen, starren Masse werden, so treten infolge ungleicher Setzungen im Gemäuer (s. § 20), sowie infolge der Wirkung von Einzelkonstruktionen wie Bögen, Pfeiler und dgl., stets viele Einzelkräfte auf, die sich als »Druck«, »Schub«, »Zug« oder »Drehung« äußern. Gegenüber diesen verschiedenen Arten von Kräften verhält sich das Steinmaterial verschieden. Geringen Widerstand leistet es gegenüber Beanspruchung auf Zerknickung, Abscherung und Drehung, weshalb diese Inanspruchnahmen auszuschließen sind. Am meisten können und werden die Bausteine auf Druckfestigkeit beansprucht.

Auf Grund vielfacher Versuche werden bei unseren Bauausführungen als Durchschnittszahlen der Tragfähigkeit für 1 qcm Steinfläche angenommen: Granit 45 kg, Sandstein 15 bis 30 kg, Kalkstein 25 kg. Tatsächlich können die Gesteine in den meisten Fällen wesentlich höhere Belastungen tragen; doch muß bei unseren Bauten im Hinblick auf etwaige verborgene Fehler im Gestein und auf die Möglichkeit vieler sonstiger ungünstig einwirkender Faktoren stets eine weitgehende »Sicherheit« erstrebt werden. Die Berücksichtigung der »Bruchfestigkeit«, die bei unseren Gesteinen sehr verschieden ist, spielt beim Bauen eine große Rolle sowohl bei »überkragenden« als bei »hohl liegenden« Stücken.

Abb. 33. Öffnung im Mauerwerk.



β) *Allgemeines zur Formgebung der Werkstücke.* Da »Steinplatten« weniger druckfest sind als »Quader«, so sind sie — abgesehen von praktischen Gründen hinsichtlich der »Bauausführung« und von »künstlerischen« Bedenken — als Mauersteine nicht verwendbar. Man wird die Hausteinschichten, je nach Druckfestigkeit der Gesteine, durchschnittlich nicht niedriger als etwa 15 cm halten. Je niedriger aber diese sind und je weniger hart das Steinmaterial ist, um so kürzer werden sie zu bemessen sein, da sonst bei ungleichen Setzungen im Gebäude,

[4]) Dieses Verhalten der Steine ist nicht zu verwechseln mit der Zerstörung, welche sie durch Hitze und Wasser bei Feuerschaden und dessen Löschung erfahren.

die Steine durchgedrückt werden können. Für Werksteinquader aus Sandstein, die weder Läufer noch Binder sind, gilt im allgemeinen das Verhältnis 2 : 3 : 5 als das geeignetste für Höhe zu Breite zu Länge.

Bei Öffnungen im Mauerwerk erfordert die Verteilung und Übertragung der oberen Lasten nach abwärts besondere Sorgfalt und ist hier — sofern nicht Gewölbe oder eiserne Hilfskonstruktionen in Betracht kommen — nach dem Prinzip der Vorkragung zu verfahren (Abb. 33), auch da, wo »Stürze« oder »Fensterbänke« angeordnet werden.

§ 18. Versetzen der Werksteine. An dem Hausteinwerk vieler Gebäude sind kleine oder größere Brüche wahrzunehmen. Diese sind oft Folge fehlerhafter Konstruktion, vielfach jedoch lediglich durch mangelhafte Bauausführung veranlaßt. Da solche Schäden unter Umständen zu weitgehenden, kostspieligen Reparaturen Veranlassung sein können, so ist es notwendig, auf die Ausführungsarbeiten ganz besondere Sorgfalt zu verwenden. Werden die Hausteine nicht auf dem Werkplatz der Baustelle, sondern im Steinbruch oder an drittem Orte zubehauen, so erfordert schon der Transport zum Bau Schutzvorrichtungen für dieselben; auch muß Vorsorge getroffen werden, daß auf dem Bau-Lagerplatz das angelieferte Material nicht Schaden erleide.

Als sehr wichtig für ungehinderte Bauausführung und Vermeidung der Zwangslage, in Rücksicht auf Zeitersparnis, minderwertige Werkstücke verwenden zu müssen, empfiehlt sich der geschäftliche Druck auf den Lieferanten der Steinhauer-(Steinmetz-)Ware, seine Stücke in der richtigen Reihenfolge anzuliefern, wie sie benötigt werden. Solches wird am einfachsten dadurch erzielt, daß die Werkzeichnungen in der richtigen Aufeinanderfolge ausgefertigt und diejenigen für die oberen Gebäudeteile nicht zu früh aus der Hand gegeben werden. Das Versehen der Werkzeichnungen mit dem Datum des Abgabetages sollte keine solide Bauleitung unterlassen.

Die angelieferten Werkstücke sind sofort, nicht nur auf die Güte des Materials und scharfe, schöne Ausführung, sondern auch auf Innehaltung der betreffenden Maße zu prüfen. Annahme von Ungeeignetem ist sogleich zu verweigern.

Das Festlegen der Werksteine an den ihnen zukommenden Plätzen im Bau wird »versetzen« genannt. Die hierbei in Betracht kommenden Arbeiten sind: Einprobieren des Steines an seiner Bestimmungsstelle, Wiederentfernung desselben und Abgleichen der genauen Höhe nebst Zurichtung der Lager für senkrechte Stellung; hierauf Bereitung der Bettungsunterlage für den Werkstein und dann endgültige Festlegung desselben.

Bei größeren Gebäuden in Werksteinen werden nach Abgleichung des Fundamentgemäuers zunächst an einzelnen Eckpunkten die betreffenden Stücke der Sockelfußschicht versetzt; zwischen diese werden dann die übrigen Quader der ersten Schicht eingefügt. Weiter hinauf soll die Versetzarbeit ebenfalls möglichst schichtenweise um den ganzen Bau herum erfolgen. Emporgehoben werden die Werksteine heutigen Tages meistens vermittels Hebemaschinen (Kabelwinden), die sich auf dem Erdboden oder — was häufiger der Fall ist — auf einem Laufgerüst befinden. Das Befestigen der Steine an die Aufzugskette erfolgt mit dem »großen« oder »kleinen Wolf«, der »Zange« oder dem »Kranztau« (Seilpackung).

Damit die Werksteine gut aufeinander gelagert werden können, sind, wie erwähnt, die Lager eben zu bearbeiten; trotzdem besteht die Gefahr, daß die Steine sich gegenseitig ihre Kanten abdrücken (es »brennen« »Lappen« aus den Steinen). Zum Schutz hiergegen werden die Steine nicht preß aufeinander gesetzt, sondern es erhält das obere Lager des bereits versetzten Stückes eine dünne Schicht von Kalkbrei oder feinem Silbersandmörtel, auch werden nasse Pappdeckelstücke oder Bleistreifen eingelegt; diese Materialien müssen einen Abstand von 1 bis 2 cm von der Außenkante der Werkstücke

haben, damit die Kanten vollständig frei daliegen. Die so vielfach beliebte Anwendung von Holzkeilen an den Steinkanten (auch wenn die Keile vorher angefeuchtet wurden), ist durchaus verwerflich.[5]) Desgleichen ist es im allgemeinen unzulässig, statt des Kalkes »Zementbrei« als Zwischenlage anzuwenden, da durch diesen eine Zerstörung der Außenfläche verschiedener Hausteine bewirkt wird. Auch das mancherorts beliebte nachträgliche »Ausgießen« der Haustein-Lagerfugen unter Anwendung außen angetragener »Lehmnester«, ist wegen Schwindens des Ausgußmörtels nicht empfehlenswert.

Die für Fassadenquader geschaffene Unterlage soll etwa 6 mm hoch sein, damit sie ordentlich mit Kalk oder Silbersandmörtel ausgefüllt werden kann, da sonst Feuchtigkeit in die Hintermauerung eindringen kann; auch soll sie sich in gleicher Höhe unter dem ganzen Quader durchziehen. Liegen Steine teilweise hohl, so kann unter dem Drucke von oben ein »Bersten« derselben erfolgen.

Um an den Seitenflächen der Quader scharfe Stoßfugen zu erhalten, werden die nach Abb. 32 zugerichteten Steine, nachdem diese in die beabsichtigte Lage gebracht sind, in der Stoßfuge vermittels Quarzsand und Wasser unter Zuhilfenahme eines Stahlbandes (meist ein altes zahnloses Blatt einer Holzsäge) »gesägt«. Damit diese Säge bequem gehandhabt werden kann, hat sich die Stoßfuge nach rückwärts zu öffnen; vorne an der Fassadenfläche wird man ihr eine Weite von etwa 3 mm geben. Schließlich wird die Stoßfuge vollständig mit Mörtel ausgegossen, wobei Sorge zu tragen ist, daß dieser nicht an der Fassade herausläuft.

Zum Schutze der Fassaden-Hausteinflächen während der Bauarbeiten werden die sichtbaren Teile der Hausteine vielfach mit Lehmwasser übertüncht, welcher Überzug nach Fertigstellung des Gebäudes wieder abgewaschen wird. Da jedoch der Lehm bei manchen Gesteinsarten Flecken bewirkt, so kann dieses Verfahren nicht in jedem Fall Anwendung finden. Die an der Fassade vorspringenden Werkstücke sind während des Bauens durch Bretter gegen Beschädigung zu schützen. Ein ständiger Schutz derselben gegen Witterungseinflüsse wird entweder durch Anstriche oder durch Tränkung der Steine mit Fluaten erzielt; auch ist es vielfach Gebrauch, die vorspringenden Werkstücke mit Zinkblech oder besser mit Kupferblech abzudecken. Da Zink in direkter Berührung mit verschiedenen Gesteinen verhältnismäßig bald »zerfressen« wird, so empfiehlt sich hier eine Zwischenlage von Dachpappe oder Papier.

Zur Fertigstellung der Fassade gehört meistens noch das »Ausfugen«. Hierfür werden die sämtlichen Lager- und Stoßfugen auf eine Tiefe von etwa 1 cm mit einer feinen Eisenspitze sauber gereinigt und dann mit einem feinen Mörtel, dem auch Farbstoffe beigefügt sein können, ausgefüllt.

§ 19. Bruchstein-Mauerwerk. Man unterscheidet: Gemäuer in Bruchsteinen aus lagerhaften Gesteinsarten und Gemäuer in Steinen aus Massengesteinsarten und Flußgeschieben. Form und Größe der Steine beeinflußt den »Verband« des Mauerwerks, worunter die Art verstanden wird, wie die Mauersteine zusammengefügt werden; es gibt überaus viele solcher Arten, von denen jedoch einer großen Anzahl heutigen Tages nur noch ein geschichtliches Interesse zukommt.

Im Vergleich zum »Versetzen der Werksteine« (s. § 18), wofür mehrere Arbeiter erforderlich sind, wird unter »Mauern« das einfache Auf- und Aneinanderfügen von

[5]) Vermittels der Holzkeile werden zwar die Werkstücke in einfachster und bequemster Weise — ohne daß ein Emporheben derselben und stellenweises Unterlegen nötig wird — »in den Senkel« gebracht. Sobald jedoch eine Belastung der Werkstücke erfolgt und die Keile ausgetrocknet und erhärtet sind, werden um die Holzkeile »Kantenlappen abbrennen«.



Mauersteinen verstanden, wie es ein einzelner Arbeiter bewältigen kann. Bei Verwendung von Mörtel zum mauern, darf dieser nicht nachträglich auf die trocken verlegten Steine gebracht werden, sondern es ist für jeden Stein zunächst ein Mörtelbett herzurichten; dann erhält der zu vermauernde Stein einen Antrag von Mörtel an jene Stoßfugen, die an bereits am Platze befindliche Steine zu stoßen sind und wird schließlich an seinem eigenen Platze nach unten zu, sowie seitlich an die vorhandenen Mauersteine gepreßt.

Ergibt sich im Hinblick auf Weiterförderung des Mauerwerks die Notwendigkeit, die Lage eines vermauerten Steines zu ändern, so darf — wenn dessen Mörtel auch nur in geringer Weise bereits »abgebunden« hat — der Stein nicht einfach verschoben werden, sondern er ist vollständig zu entfernen und muß von seinem Mörtel durchaus sauber befreit werden. Ebenso ist das gebrauchte Mörtelbett gründlich wegzunehmen und durch ein neues zu ersetzen; dann erst soll der Stein in der nunmehrigen Lage vermauert werden.

§ 20. Gemäuer aus lagerhaften Bruchsteinen. Hier kommen für die moderne Technik in Betracht: hammerrechtes Schichtenmauerwerk, sauberes, halbsauberes und gewöhnliches Mauerwerk.

Im Unterschiede von den »Werksteinen«, die vom Steinhauer mittels verschiedener besonderer Werkzeuge nach jeweiliger Maß- und Formangabe bearbeitet sind, werden die »Bruchsteine« in den Steinbrüchen aus etwa 12 bis 30 cm starken Lagerschichten in beliebiger Flächengröße gebrochen.

Das hammerrechte Schichtenmauerwerk bildet den Übergang von der Quaderfassade zur Bruchsteinfassade: die Fassadensteine sind genau schichtenweise als Läufer und Binder angeordnet, nachdem dieselben vorher am Haupte in lauter rechten Winkeln (»winkelrecht«) bearbeitet wurden; doch sind die Steine kleiner als Quader. Sie werden aus besonders guten, regelmäßigen Bruchsteinen lediglich unter Benutzung des Hammers (»hammerrecht«) zugerichtet und dann »vermauert«, nicht »versetzt«. Die höheren Schichtenlagen werden am Gebäude unten, die niedrigeren nach oben zu angeordnet.

Sowohl bei dieser Gattung als bei den anderen Arten des lagerhaften Bruchsteingemäuers sollen die Lagerfugen winkelrecht zum Mauerhaupt stehen; um solches zu erreichen, wird das Haupt der Steine, sei es im Steinbruch, sei es an der Baustelle, mit dem Hammer zubehauen, und da auch die Stoßflächen der Steine senkrecht (»winkelrecht«) zur Fassade auf eine Tiefe von 5 bis 10 cm stehen müssen, so werden auch diese nötigenfalls mit dem Hammer zugerichtet.

Wo beim mauern für die Ausebnung der »Lager« Schieferstücke Verwendung finden, sind diese nicht etwa nachträglich in die Fugen einzuschieben, sondern ehe die folgenden Steine in ihr Mörtelbett gedrückt werden, in letzteres einzulegen.

Je besser das Mauerwerk hergestellt werden soll, um so sorgfältiger ist folgenden Gesichtspunkten zu entsprechen: Gutes Aneinanderpassen der Steine mit möglichst geringen Zwischenräumen, die mit kleinen Steinen ausgefüllt werden; genügende Verwendung von Bindersteinen, damit nicht schließlich die Mauer aus einer äußeren und einer inneren Mauerschale bestehe, welche beide dann eine mittlere, nur durch Mörtel mit ihnen verbundene, senkrechte Mauerschicht einschließen. Auch beim billigsten Mauerwerk sollte in Abständen von höchstens 1,5 m aufwärts eine wagerechte, durch die ganze Länge und Tiefe der Mauer gehende Abgleichung des Gemäuers erfolgen; besser

ist es, diese Abgleichung alle 80 cm anzuordnen, noch besser, alle drei Mauerschichten und bei vollständig schichtenweiser Ausführung wird — wie es der Name sagt — jede Schicht nach Länge und Tiefe wagerecht durch die Mauer geführt. Für nachträgliche Kontrolle über die tatsächliche Ausführung der vorgeschriebenen Ausgleichen bei gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk empfiehlt sich die Anordnung von Backsteinschichten in einer oder in zwei Lagen an den betreffenden Höhenabsätzen. Je dünner die Mauern sind, um so häufiger müssen Abgleichungen angeordnet werden.

Zur Erzielung eines guten Verbandes der Mauersteine miteinander sollen diese nicht zu wenig übereinander greifen, im Mauerhaupt mindestens 15 cm. In den Stoßfugen sollen auch die Mauersteine, entsprechend Abb. 32, winkelrecht mit parallelen Saumstreifen auf eine Tiefe von etwa 6 cm versehen sein und hier eine Stoßfugenbreite von nicht über 8 mm erhalten; nach hinten zu erweitern sich die Stoßfugen, doch sollten dieselben nicht so breit werden, daß sie nachträglich mit »Schruppen« »ausgezwickt« werden müssen; namentlich ist ein nachträgliches Eindrücken von Schruppen, Schieferstücken u. dgl. durchaus unstatthaft. Noch nachteiliger wäre allerdings ein Offenlassen zufällig entstandener Hohlräume im Mauerwerk. Die Lagerfugen sollen höchstens 15 mm betragen. Das schichtenweise Einhalten gleicher Lagerfugenhöhen am ganzen Bau ist im Hinblick auf ungleiche Leistungen der verschiedenen Maurer kaum durchführbar; die Folge hiervon ist ein ungleiches Setzen der Mauermassen sobald deren Belastung durch Mauerwerk oder Gebälk, erfolgt.

Sauber ausgeführtes Schichtenmauerwerk dient vielfach den Fassaden als Schmuck: es wird dann ebenso wie Quadermauerwerk »ausgefugt« (s. § 18, letzter Absatz). Neuerdings wird häufig in Rücksicht auf kräftige Wirkung der Mauerfläche das Haupt der Fassaden-Schichtensteine »rauh« bearbeitet und des weiteren werden vielfach die Schichten durch höhere Steine unterbrochen, deren Haupt ein Quadrat oder ein liegendes oder stehendes Rechteck zeigt. Auch solche hohe Steine sind so herzustellen, daß sie auf ihr Lager zu »liegen« kommen und nicht »gestellt« zu werden brauchen. Anderer Fassadenschmuck kann erzielt werden durch Vorsetzen von Schichten mit besonders rauher Außenfläche, während die übrige Fläche glatt gehalten ist u. dgl. m.; auch durch Schichten in Steinmaterial von verschiedener Färbung kann besondere Wirkung erzielt werden.

§ 21. Gemäuer aus Massengesteinsarten und Flußgeschieben. Aus den Massengesteinen können nur ganz unregelmäßige Bausteine gebrochen werden. Bei deren Vermauern ist das Augenmerk auf geschicktes Aneinanderfügen zu richten unter Verteilung der kleineren Steine zwischen die großen. In Abb. 12 ist ein solches Gemäuer (Zyklopenmauerwerk) dargestellt, bei dem möglichst nur große Steine verwandt sind. Soll bei Herstellung dieser Mauerart der »Winkel« für einen einzupassenden Stein bestimmt werden, so wird hierzu von den Arbeitern meistens ein Stück Draht benutzt.

Bei Gebäudemauern aus unregelmäßigen Bruchsteinen liegt noch mehr als bei solchen aus lagerhaften Steinen Veranlassung für die erwähnten periodischen »Abgleichungen« vor; auch ist der Ersatz des Verbandes durch »Auszwicken« mit Schiefer und Schruppen bei ihm zwar noch näherliegend, jedoch für die Festigkeit der Mauer noch nachteiliger.

In manchen Gegenden muß der Kostenerparnis wegen sogar bei Fachwerkwänden für Ausfüllung der Gefache zur Verwendung von Steinbrocken aus Massengesteinen gegriffen werden; solche Wände dürfen nicht schwächer als mindestens 18 cm gemacht werden. Man pflegt dann die eine Seite der Wand vorläufig, d. h. während der Ausführungsarbeit, mit Brettern zu verschalen, gegen die gemauert wird; des weiteren werden

für die besprochenen wagerechten »Ausgleichungen« Bretter eingelegt, die auch nach Fertigstellung der Arbeit an ihrem Platz in der Wand verbleiben.

An anderen Orten werden der Billigkeit wegen mehr oder weniger große Steine aus Wasserläufen, sog. Bachwacken, zum Mauern verwendet. Da diese abgerundet sind, so wird das betreffende Mauerwerk auch bei Benutzung von vielem Mörtel und bei sorgfältiger Abwechslung von kleinen und großen Steinen immerhin von zweifelhafter Güte sein. Zum mindesten wird die Zeit, bis ein solches Gemäuer belastet werden darf, eine wesentlich längere sein, als bei Mauerwerk in lagerhaften Steinen.

B. Mauerwerk aus künstlichen Steinen.

§ 22. Allgemeines. Von den unter I, B. erwähnten künstlichen Steinen kommt in erster Linie der in § 5 besprochene »Backstein« in Betracht. Die mit diesem aufgeführten Mauern weisen gegenüber Bruchsteinmauern Vorteile auf wie:

a) Unter Umständen billigeres Material.
b) Bei gleicher Mauerdicke größere Tragfähigkeit bzw. für gleiche Belastung geringere Mauerstärke. Infolge des gleichmäßigen Formats der Steine läßt sich ein festeres Mauergefüge erzielen.
c) Wegen geringerer Mauerstärke Raumersparnis, was bei kleinen Gebäuden mit geringen Zimmergrößen von besonderer Wichtigkeit ist.
d) Schnellere Ausführung der Gebäude.
e) Wesentlich raschere Austrocknung des neuhergestellten Mauerwerks.
f) Im Anschluß an Punkt d und e eine schnellere Benutzbarkeit der Gebäude und damit eine bessere Verzinsung des Anlagekapitals.
g) Schnellere Austrocknung des Gemäuers, wenn das fertige Gebäude bei Regen und Nebel atmosphärische Feuchtigkeit aufgesaugt hat, als Vorteil in hygienischer Hinsicht.
h) Größere Dauerhaftigkeit bei Feuersbrünsten.
i) Größere Verwendbarkeit für gewisse Konstruktionen, wie Gewölbe.
k) Leichteres Gewicht.

Als Nachteile wären zu bezeichnen:

α) Unter Umständen teureres Material.
β) Vielfach geringere Wetterbeständigkeit.
γ) Die geringe Größe der Backsteine gegenüber Werksteinen kann bei gewissen Konstruktionen nachteilig werden.
δ) Geringere monumentale Flächenwirkung bei unverputzten Fassaden.

Bei Herstellung von Gemäuer aus Backsteinen ist Sorge zu tragen, daß alle Schichten nach Länge und Tiefe »wagerecht« liegen. Wie bei den Bruchsteinmauern wird jeder Stein in ein Mörtelbett gedrückt, vorher erhält er an jenen Stoßflächen, mit denen er an bereits festgelegte Steine gepreßt wird, einen Mörtelantrag. Bei der Stärke der Stoßfugen ist in Rücksicht auf den »Verband« darauf Bedacht zu nehmen, daß 2 Backsteinbreiten + Fuge gleich 1 Backsteinlänge ausfallen; da die Backsteine häufig etwas ungleiche Größe zeigen, so wird auch das Maß für die Weite der Stoßfugen in einem und demselben Gebäude schwankend sein. Zur Bezeichnung der Mauerstärken wird im allgemeinen auf die »Backsteinlänge« Bezug genommen: $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer (12 cm Dicke), 1 Stein stark (25 cm), $1\frac{1}{2}$ Stein stark (38 bis 40 cm), 2 Steine stark (51 bis 52 cm), $2\frac{1}{2}$ Steine stark (64 cm).

Die Dicke der Lagerfugen beträgt rund 12 mm, so daß bei »Normalsteinen« (6,5 cm Höhe) auf den steigenden Meter »10 Schichten« kommen, bei den 8,5 cm hohen Backsteinen ergeben sich dann 10 Schichten. Um auf einfachste und zuverlässigste Art im ganzen Neubau gleiche Stockhöhen zu erzielen, werden an verschiedenen Stellen Latten mit Auftrag der Schichteneinteilung aufgestellt. Das Maß der Stockhöhen soll ein Vielfaches der Schichtenhöhe sein, damit nicht zur Aushilfe mit Dachziegeln oder gespaltenen Backsteinen geschritten werden muß.

Je trockener das Material ist, um so mehr wird es vor Berührung mit dem Mörtel genäßt (s. § 7, a); auch muß jeder Mauerabsatz, auf dem nach einer Ruhepause Neumauerwerk aufgeführt werden soll, vor Beginn der Arbeit sauber gereinigt und angefeuchtet werden.

Bei unverputzt bleibendem Mauerhaupt werden die an ihm sichtbaren Mauerfugen, sofern es sich um allereinfachste Ausführung handelt, bis außen hin mit Mörtel ausgefüllt (»geschlossene Fugen«); bei diesem Verfahren wird das Aussehen der Mauerfläche ein ungleichmäßiges sein. Zur Erzielung eines sauberen und gleichmäßigen Aussehens wird von außen her auf eine Tiefe von 1 bis 2 cm mit »offenen« Fugen gearbeitet, die entweder in diesem Zustande verbleiben oder nachträglich mit Mörtel ausgestrichen werden. Hierfür müssen diese Fugen noch besonders ausgekratzt und ausgewaschen werden; alsdann wird ein feiner Kalkmörtel, erforderlichenfalls mit Farbzusatz (Zement ist für diesen Zweck nicht empfehlenswert) mit feinen Eisen eingestrichen. Sollen die Fugen offen bleiben, so sind sie ebenfalls scharf auszukratzen, desgleichen, wenn die ganze Fassade einen Putzauftrag erhält.

Abb. 34. Läufer- oder Schornsteinverband.

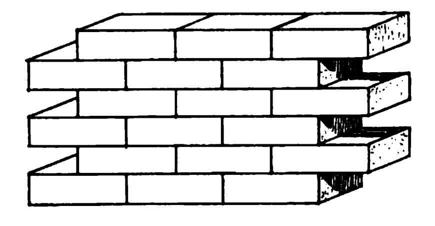
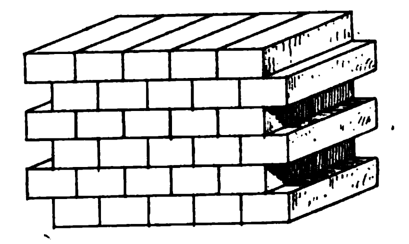


Abb. 35. Binder- oder Streckerverband.



§ 23. Verbandarten. Die wichtigsten allgemeinen Gesichtspunkte für guten Backsteinverband lassen sich zusammenfassen in:

a) Soweit irgend tunlich sind »ganze« Backsteine zu verwenden.

b) Im Innern der Mauer sind möglichst viele »Binder« anzuordnen.

c) Wenn die Mauerstärke durch »ganze« Steinlängen teilbar ist, so erhält jede Schicht an beiden Mauerseiten entweder eine Läufer- oder eine Binderlage; ist die Mauerstärke aber nur durch »halbe« Steinlängen teilbar, so erhält jede Schicht auf einer Mauerseite eine Läufer- und auf der anderen eine Binderlage.

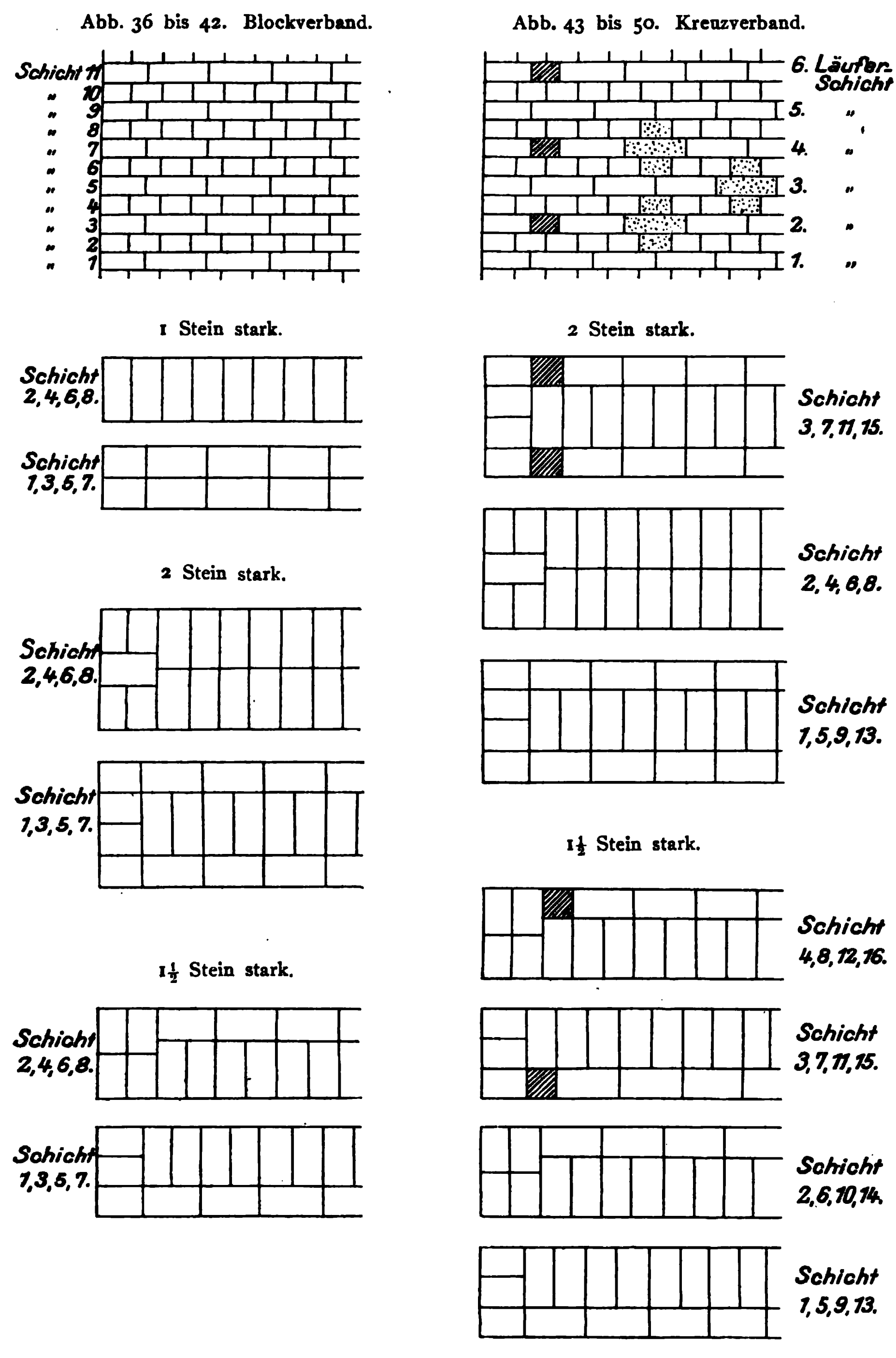
d) Die Stoßfugen müssen in jeder Schicht geradlinig durch die ganze Mauerdicke hindurchreichen.

e) Die Stoßfugen zweier in der Höhenrichtung aufeinander folgenden Schichten dürfen nicht in einer Ebene liegen.

Die gebräuchlichsten Backsteinverbände im Hochbau sind:

1. Läufer- oder Schornsteinverband (Abb. 34); nur bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Wänden ausführbar.

Abb. 36 bis 42. Blockverband. Abb. 43 bis 50. Kreuzverband.



2. Binder- oder Streckerverband (Abb. 35); nur bei 1 Stein starken Mauern möglich.
3. Blockverband (Abb. 36 bis 42).
4. Kreuzverband (Abb. 43 bis 50).

Bei den beiden letzten Arten wechselt in der Höhenrichtung regelmäßig eine Binder- und eine Läuferschicht, wobei die Stoßfugen in allen Binderschichten senkrecht übereinander liegen.

Beim Blockverband befinden sich die Stoßfugen sämtlicher Läuferschichten ebenfalls senkrecht übereinander, während beim Kreuzverband die 2., 4., 6. usw. Läuferschicht gegen die 1., 3., 5. usw. um eine $\frac{1}{2}$ Steinlänge verschoben ist. Dieser Wechsel wird bewerkstelligt durch Einlage der, in der Abbildung schraffiert dargestellten »Wechselsteine«.

Beim Blockverband sind bei allen Mauerstärken nur »2« verschiedene Schichtenanlagen erforderlich.

Beim Kreuzverband sind für jene Mauerstärken, die durch »ganze« Steinlängen teilbar sind, »3« verschiedene Schichtenanlagen erforderlich; für jene Mauerstärken, die nur durch »halbe« Steinlängen teilbar sind, bedarf es »4« verschiedener Schichtenanlagen.

Abb. 51. Polnischer oder gotischer Verband.

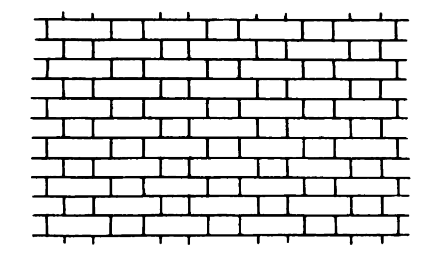
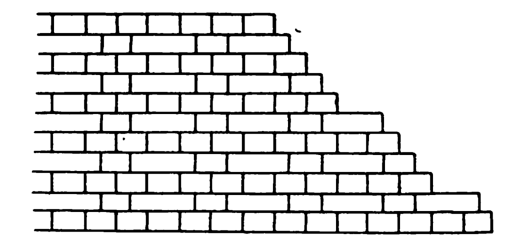
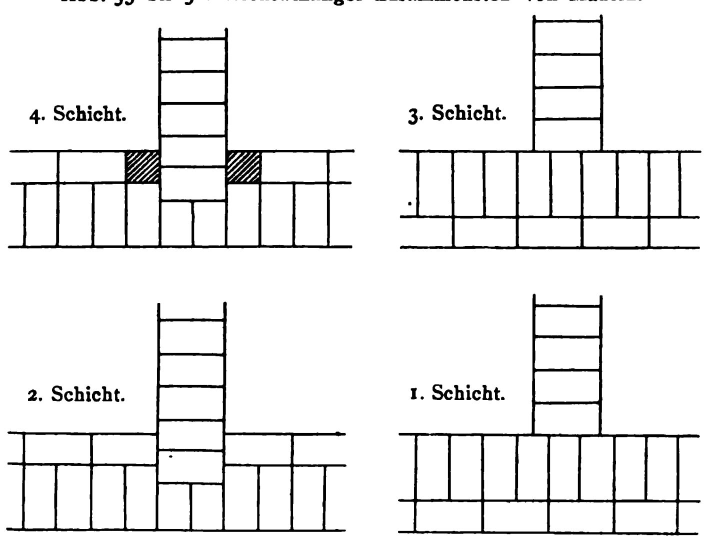


Abb. 52. Holländischer Verband.



5. Polnischer oder gotischer Verband (Abb. 51). In jeder Schicht wechseln regelmäßig Läufer und Binder ab, wobei die Binder mitten auf die Läufer der nächst unteren Schicht zu liegen kommen.
6. Holländischer Verband (Abb. 52). Es wechseln regelmäßig Binderschichten und Schichten des polnischen Verbandes.
7. Blendverband. Aus praktischen Gründen gelangen von den »Verblendern« (s. Abb. 7 bis 10) meistens nur die Halb- und die Viertelsteine zur Verwendung. Wo es nötig ist, muß in der Tiefe der Mauer mit Dreiviertelsteinen ausgeholfen werden. Die Fassadenfläche erhält in solchen Fällen das Aussehen des Binderverbandes.

Abb. 53 bis 56. Rechtwinkliger Zusammenstoß von Mauern.



§ 24. Maueranschlüsse, -kreuzungen und -ecken. Schließt eine Mauer rechtwinklig an eine andere an (»rechtwinkliger Zusammenstoß«), so beanspruchen regelmäßige Verbände (Abb. 53 bis 56) keinen weiteren Verhau als bezüglich Dreiviertel- und Halbsteinen; das Gleiche gilt für Mauerkreuzungen (Abb. 57 bis 60). Wie aus diesen Beispielen ersichtlich, wird der in § 23 unter e angeführten allgemeinen Anforderung entsprochen, indem an der Anschluß-, bzw.

Kreuzungsstelle in der einen Schicht die Längsmauer und in der folgenden Schicht die Quermauer durchgeführt ist. Beim Blockverbande kommen jeweils nur die Schichten

Abb. 57 bis 60. Mauerkreuzung.

4. Schicht.

3. Schicht.

2. Schicht.

1. Schicht.

Abb. 61 bis 64. Rechtwinklige Mauerecke.

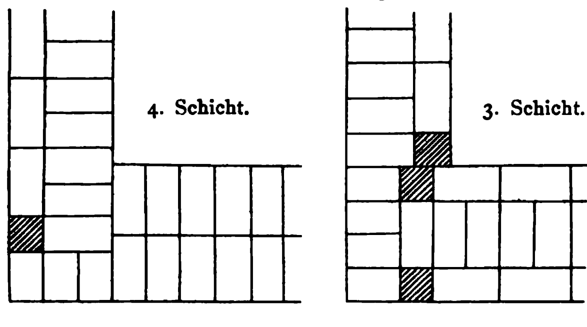
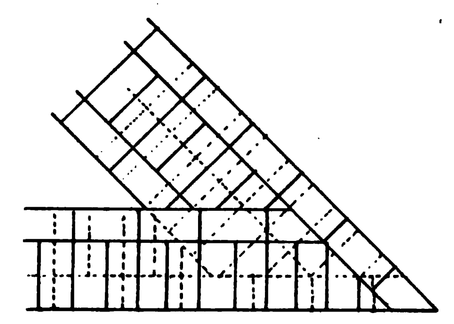
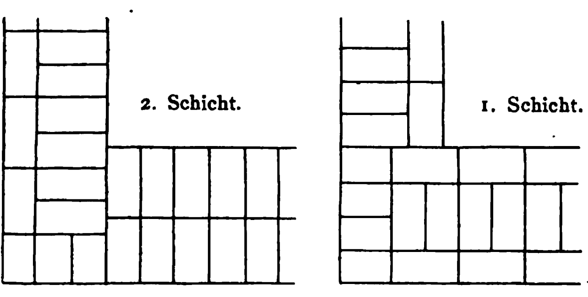


Abb. 65. Spitzwinklige Mauerecke.





1 und 2 in Betracht, beim Kreuzverbande je alle vier Schichten; es muß somit bei letzterem zur Anwendung von Wechselsteinen (Halbsteine) gegriffen werden. Entsprechend liegen die Verhältnisse bei rechtwinkligen Mauerecken (Beisp. Abb. 61 bis 64).

Bei spitzen, bzw. stumpfen Maueranschlüssen, -kreuzungen und -ecken wird ein weitergehenderer Steinverhau stattfinden müssen; doch ist im Auge zu behalten,

daß derselbe trotz Einhaltung der erwähnten »allgemeinen Verbands-Gesichtspunkte« nur auf das durchaus Notwendige beschränkt bleibt (Abb. 65).

§ 25. Mauervorsprünge (Risalite), Eckverstärkungen, Nischenecken, Fenster- und Türgewände. Beträgt die Ausladung von Mauervorsprüngen genau eine Backsteinbreite und ist die Breite des ganzen Vorsprungs durch halbe Steinlängen teilbar, so bietet die Herstellung eines guten Verbandes keine Schwierigkeiten; bei anderen Abmessungen aber muß unter Umständen zu weitgehender Verwendung kleiner Teilstücke von Backsteinen gegriffen werden. Das »Ausklinken« (Abb. 66; Aushauen der Ecken) ist möglichst zu umgehen; mit Vorteil wird oft die »Viertelschrägfuge« (Abb. 67) angewendet.

Abb. 66. Ausklinken der Steine.

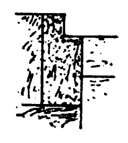
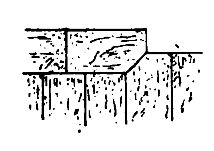


Abb. 67. Viertelschrägfuge.



Wenn bei Tür- und Fenstergewänden der »Anschlag« eine halbe Steinlänge beträgt, so ist auch hier der Verband mit Leichtigkeit herzustellen. Bei geringerem Anschlag muß in der zweiten Schicht aufwärts ein kleiner Teilstein angeordnet werden. Bei schrägen Öffnungsleibungen (»Verkleifungen«, s. Abb. 218, S. 117), wird starker Verhau stattfinden, wobei die vielfach beliebten Riemenstücke jedoch tunlichst zu vermeiden sind.

Je nach den Maßen der Einzelfälle werden für alle hier in Betracht kommenden Bauglieder sich besondere Konstruktionen ergeben; für jede dieser gelten die in § 23 unter a und e angegebenen Gesichtspunkte.

C. Besondere Arten von Mauern und Wänden.

§ 26. Gemischtes Mauerwerk. Die Abb. 13 u. 14, S. 66 bringen Mauern zur Anschauung, die am Haupte Quadern zeigen; die Hintermauerung ist in Bruchstein, bzw. Backstein angegeben. Bei manchen Architekturen werden »Quader« in Bruch- oder Backsteinmauern an einzelnen Stellen in der Fassade, namentlich an den Gebäudeecken verwendet. In allen Fällen gilt bezüglich Durchführung der Lagerfugen das in § 17, a Erwähnte.

Neuerdings wird der Mauerteil hinter Quaderverblendern vielfach auch in Beton hergestellt.

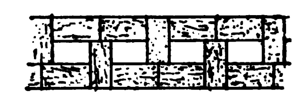
§ 27. Hohlmauern. Bei den bisher betrachteten Mauern handelte es sich um »Vollmauern«. Da diese gute Leiter für Feuchtigkeit, Temperaturwechsel und Schall sind, so empfiehlt es sich unter Umständen in ihnen zur Isolation, wie bei den Vorfenstern, »Luft« anzuordnen. Solches geschieht in einfachster Weise durch Verwendung von Loch- oder Hohlsteinen (s. § 5). Wo jedoch diese Anordnung nicht ausreicht, werden in den Mauern »Hohlräume« hergestellt. Solche Hohlmauern werden meistens so konstruiert, daß eine starke tragende Mauer in Bruch- oder Backsteinen und eine dünne Backsteinwand in einem etwa 4 bis 12 cm betragenden Abstand aufgeführt werden; die Verbindung der beiden Mauerschichten erfolgt durch »Ankersteine« (Abb. 68) oder »Flacheisen« in den verschiedensten Formen. Ist besondere Gefahr des seitlichen Eindringens von Feuchtigkeit vorhanden, so sind Ankersteine vor ihrer Verwendung zu teeren und mit Zementmörtel zu vermauern. Die Hohlschicht kann durch die Anker

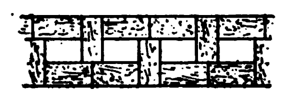
in beliebiger Weise durchsetzt werden (Abb. 68 bis 70); es kann sich aber auch um Hohlstreifen handeln, die wagerecht oder (Abb. 69 u. 70) senkrecht angeordnet sind.

In anderen Fällen wird der Hohlraum auch zwischen zwei »tragenden« Mauern angeordnet (Abb. 69 u. 70), deren Kronen dann möglichst durch große Bindersteine als Abdeckung zusammenzufassen sind.

Abb. 68 bis 70. Hohlmauern.







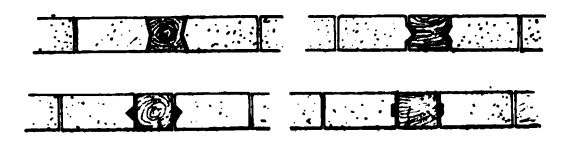
Die Mauerhohlräume dürfen an Tür- und Fensterleibungen keine Öffnungen haben; auch sind sie von Mörtelabfällen sauber zu reinigen, bzw. ist es zu verhindern, daß Mörtelabfälle in sie gelangen. Für diesen Zweck erfolgt die Herstellung der Hohlräume unter Anwendung von »Lehren« aus Brettern, die mit fortschreitender Arbeit in die Höhe gezogen werden.

§ 28. Fachwerkwände in Holz und Eisen. Außer den vollständig in Steinen ausgeführten Mauern und Wänden werden auch Wände hergestellt, bei denen die Steine in ein Gerippe von Holz oder Eisen eingefügt sind. Der Ursprung dieser »Fachwerkwände« liegt im Holz-Blockständerbau, bei dem die Gefache ursprünglich durch Balken oder Bohlen, dann aber auch durch geflochtene Weidenäste mit Lehmputz ausgefüllt waren; später wurden für die Ausfüllung Steine benutzt. Bei dem Rückgang der Holzverwendung im Bauwesen wird diese Steinfüllung immer mehr als »tragender« Konstruktionsteil ausgebildet und während die Fachwerkweiten in den letzten Jahrzehnten noch etwa 1 m betrugen, werden sie zur Zeit, namentlich bei Verwendung von Zementmörtel, bis zu 1,80 m und 2 m ausgedehnt, wobei die wagerecht liegenden Holzriegel durch Backstein-Rollschichten ersetzt werden.

Über die wenig empfehlenswerte Ausfüllung der Gefache mit Bruchsteinmauerwerk ist in § 21 berichtet; meistens werden Backsteine hierfür verwendet. Eine besondere Schwierigkeit bietet die Verbindung des Steinmaterials mit dem Holzwerk; da an letzterem weder Mauermörtel noch Zement haftet. Die Anbringung von Mörtel zwischen Stein und Holz ist nicht nur konstruktiv zwecklos, sondern kann durch die Feuchtigkeit im Mörtel sogar für das Holz schädlich werden.

In früheren Zeiten wurden zur Erzielung eines guten Anschlusses des Gemäuers an die hölzernen Pfosten, Streben und Büge mit dem Beil Nuten aus dem Holzwerke ausgespänt (Abb. 71 u. 72) und dazu die Backsteine an den Kopfenden so zubehauen, daß eine entsprechende Nase stehen blieb, die dann in die Holznute gepreßt wurde. Neuerdings pflegt man hingegen das Kopfende der Backsteine mit einer Nute zu versehen und an das Holzwerk »Dreikantleisten« oder »Gipserlättchen« zu nageln, auf welche die Backsteine preß angeschoben werden.

Abb. 71 bis 74. Anschluß der Backsteine an Holzwerk.



Damit die über Fenster- und Türöffnungen befindlichen Holzriegel nicht durch das Gewicht des über ihnen befindlichen Gemäuers abwärts gedrückt werden, sind über denselben Steinbogen anzuordnen (s. § 45 auf S. 109).

Bei modernen Hochbauten sind vielfach eiserne Fachwerkwände beliebt, die aus I- oder C-Eisen hergestellt sind, in welche die an den Kopfenden entsprechend zubehauenen Backsteine unter Anwendung von Zementmörtel geschoben werden.

Zur Ausfüllung der Gefache finden außer den soeben genannten Materialien noch verschiedene Arten künstlicher Steine (s. § 4) Verwendung, ferner liegende oder stehende Bretter aus Holz oder Gips mit Einlage von Schilfrohren; des weiteren werden Platten aus Beton (ohne oder mit Eisenanlagen), Xylolith u. dgl. verwendet. Schließlich können die Gefache auch ausgegossen werden mit Gußwerk aus Beton oder Kalksand- oder Gips- oder Lehmmassen.

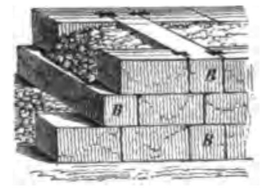
In neuer Zeit werden auch in eisernen Fachwerkwänden die Gefache mit mehr oder weniger starken Eisennetzen ausgefüllt, an welche Backsteinplatten u. dgl. Baumaterialien gemauert werden. Die Erfindung neuer Konstruktionen für Scheidewände ist in stetem Wachsen.

§ 29. Wände aus künstlichen Dielen. Für leichte Scheidewände finden vielfach künstliche Dielen Verwendung; am verbreitetsten dürften die »Gipsdielen« sein, derem Material des öftern noch besondere Zusatzstoffe beigemengt sind. Sie kommen in Dicken von 2 bis 12 cm bei einer Breite von 25 cm und einer Länge von 2,5 m in den Handel. Ihr Inneres ist entweder massiv oder mit Hohlräumen versehen; auch werden sie mit Einlagen von Schilfrohr hergestellt. Man verwendet die Gipsdielen in lotrechter oder — wie es meistens erfolgt — in wagerechter Lage. Zur besseren Verbindung sind sie mit Nut und Spund (Wolfsrachen) versehen. Bei gewöhnlicher Ausführung der Wand werden die Dielen trocken aufeinander gesetzt, besser aber ist es, sie in einen dünnen, nassen Gipsaufstrich zu drücken. Müssen die Dielen »gestoßen« werden, so hat solches im »Verband« zu erfolgen. Schließlich erhält die ganze Wand beiderseitigen Gipsverputz.

Mancherorts werden in »Zement« hergestellte Dielen entsprechend der Gipsdielenbehandlung benutzt; auch breitet sich die Verwendung von »Spreutafeln« mehr und mehr aus.

§ 30. Guß- und Stampfmauern. Aus dem Altertum sind uns sogenannte »Füllmauern« überkommen, die entsprechend Abb. 75 [6]) zwei durch Binder verbundene Quaderschichten zeigen, die durch Kleinsteinwerk in einem Mörtelbett ausgefüllt sind. Heutigen Tages wird es bei Mauern mit Quaderverblendung mehr und mehr Gebrauch, statt Hintermauerung (s. § 15) Beton anzuordnen. Von diesen Konstruktionsweisen unterscheidet sich die »Gußmauer« dadurch, daß sie vollständig oder mindestens in der Hauptsache aus Gußmasse besteht.

Abb. 75. Füllmauer.



Die für uns wichtigste Gußmasse ist der Zementbeton. Je nach Güte des Materials und der Belastungsbeanspruchung wird das Mischungsverhältnis der betreffenden Masse zu bestimmen sein. Einige Mischungsverhältnisse ausgeführter Bauten sind in Kapitel V: »Eisenbetonkonstruktionen« angegeben.

Am häufigsten findet die Gußmauer Verwendung bei Fundamenten. Zwar werden auch ganze Gebäude (Wohnhäuser, Kirchen usw.) in Beton hergestellt, doch liegt meistens kein Grund für eine so weitgehende Verwendung des Betons vor, da ein solcher Bau nicht billiger ausfällt als in Backsteinen und nachträgliche Bauänderungen — wie es bei Wohnhäusern häufig der Fall ist — nur schwer bei Betonbauten ausgeführt werden können; auch ist die Anbringung von Schmuck an Betonflächen mit Schwierigkeiten verbunden. Der Hauptvorteil der Betonmauer wird stets in ihrer »Gleichmäßigkeit« und »schnellen Erhärtung« zu suchen sein.

[6]) Die Abb. 75 ist MOTHES »Illustriertem Bau-Lexikon« entnommen.

Die Herstellung der Betonmauern kann auf zwei Arten erfolgen, entweder trägt man, wie es im Altertum bei der »Füllmauer« geschah, Mörtelschichten übereinander auf, in die Kies, Steinschlag u. dgl. eingesteckt (eingepackt) wird (»Packung«), oder der Beton wird (s. § 11) schichtenweise aufgetragen. Wird der Beton lediglich eingegossen, so erhält man eine Gußmauer; wird er jedoch auch noch festgestampft, so haben wir es mit einer Stampfmauer zu tun. Eine solche Stampfung darf nicht zu lange Zeit andauern, um das Abbinden des Zementes nicht zu verhindern. Im ersten Falle beträgt die Schichtenhöhe etwa 20 cm, im zweiten Fall etwa 50 bis 65 cm.

Gegen das seitliche Ausweichen der Stampfmassen kann bei Fundamentmauern in entsprechenden Gräben der gewachsene Erdboden dienen, meistens jedoch und stets bei Stockwerkmauern werden Schalwände aus Brettern angeordnet, die zwischen Ständern in Höhe der einzubringenden Gußschichten aufeinander lagern, bzw. an den Ständern in die Höhe geschoben und an diesen wieder befestigt werden. Die Förderung der Arbeiten sollte auch bei dieser Bauart möglichst gleichmäßig um den ganzen Bau herum erfolgen. Vor Aufbringung einer neuen Betonschicht ist die Oberfläche der bereits vorhandenen zu säubern, rauh aufzupicken, zu nässen und mit Zementmörtel zu versehen.

Werden Holzgebälke nachträglich in den Gußbau gelegt — und solches Vorgehen empfiehlt sich, damit keine Feuchtigkeit in das Holzwerk dringt —, so sind die entsprechenden Balkenkopflöcher auszusparen. Die Herstellung der Rauch- und Ventilationskamine erfolgt in sehr bequemer Weise unter Emporziehen von entsprechenden Öffnungslehren aus Holz oder Blech.

Die Anbringung von Gesimsen und sonstigen Verzierungen geschieht da direkt in Zement, wo es sich um schwache Ausladungen handelt; stärkere Profilierungen werden entweder nachträglich in besonders ausgesparte Nuten eingesetzt oder es werden gleich in den Beton ausladende Backsteine eingefügt, um welche später die Stuckprofilierung angetragen wird. Die Herstellung besprochener Balkenkopflöcher und Nuten erfolgt durch provisorische Einlage von Holzstücken, Latten u. dgl.

Betonbauten erhalten außen einen Verputz in Zement, dem etwas hydraulischer Kalk zuzusetzen ist; im Inneren des Gebäudes empfiehlt es sich, auf einen Putz aus Zement und Schwarz- oder Weißkalk noch einen zweiten Putzauftrag in Kalkmörtel zu bringen, damit Tapeten daran haften.

Guß- und Stampfmauern werden vielfach (s. auch § 11) mit natürlichen oder künstlichen Steinen verkleidet. Eine solche Verkleidung kann bei genügender Stärke auch zugleich als Schalung für den einzubringenden Beton dienen, doch wird es sich dann um Guß- und nicht um Stampfmauern handeln. Bei der Verkleidung wird auf Anordnung von Bindern Bedacht zu nehmen sein oder es gelangen ⊏-geformte Backsteine, entsprechend den Wandplatten von Kachelöfen, zur Verwendung.

§ 31. Wände aus Gußmassen mit Eisenarmierung. Diese neuzeitlichen Konstruktionen[7]) finden mehr und mehr Anwendung; einige derselben dienen lediglich Abschlußwänden, andere sind auch für Tragwände verwendbar; sie bieten den Vorteil schneller Herstellbarkeit, geringen Gewichtes und der Feuersicherheit. Auch bedürfen diese Wände keiner Unterfangung, sofern sie mit den Seitenmauern konstruktiv verbunden sind, was durch das Eingreifen der Wand-Eiseneinlagen in die Seitenmauern in einfacher Weise zu bewerkstelligen ist.

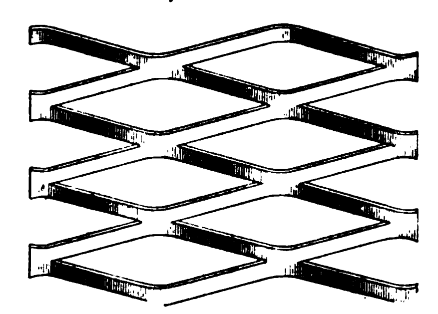
a) **Rabitzwand.** Zwischen Winkeleisen wird ein Drahtnetz von 1 bis 3 cm Maschenweite eingespannt und wenn nötig durch Eisenstangen versteift; auf dieses wird doppel-

[7]) Ausführliches siehe im V. Kapitel: »Eisenbetonkonstruktionen« dieses Lehrbuchs.

seitig ein Mörtel aufgetragen, der aus Gips, Kalk, fein gewaschenem Kies und Leimwasser unter Zusatz von Kälberhaaren besteht. Diese Wände erhalten eine Stärke von 3 bis 8 cm. Sollen Schiebetüren in einer Rabitzwand angeordnet werden, so sind Doppelwände herzustellen, die dann einseitigen Mörtelauftrag erhalten. Wenn feuersichere Türen in Rabitzwänden angeordnet sind, so werden sie aus Tafeln in Rabitzkonstruktion hergestellt. Diese Wände sind nicht tragfähig und vertragen keine Feuchtigkeit; sie sind daher nur im Inneren von Gebäuden verwendbar.

b) **Monierwände** beruhen auf Verbindung von Eisennetzen mit Zement, bzw. mit Beton. Nach diesem System lassen sich Tafeln oder Hohlsteine herstellen, die zur Errichtung von Wänden oder Mauern dienen; neuerdings wird aber meistens in der Art der Rabitzwände verfahren, indem die ganze Monierwand im Gebäude direkt an Ort und Stelle unter Auftrag von Zement an große, in den Seitenmauern befestigte Drahtnetze hergestellt wird, wobei man den Zement gegen provisorische Schalwände aufträgt. Solche Wände können eine Stärke von 3 cm an bis zu beliebiger Dicke erhalten.

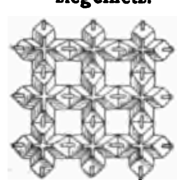
Abb. 76. Streckmetall.



Das Drahtnetz besteht aus sich rechtwinklig kreuzenden dickeren und dünneren Eisenstäben und Drähten, die an den Kreuzungspunkten durch besondere Drahtstückchen verknüpft sind. Die Stärke der Stangen und Drähte, sowie die Maschenweite sind abhängig von der Größe der Wandfläche.

Stimmt die Maschenweite in der Höhenrichtung mit Backsteinschichten der Seitenmauern überein, so ist die Verbindung der Monierwand mit letzteren leicht herzustellen; ist solches nicht der Fall oder handelt es sich um Nebenmauern in Bruchstein, so ist das Drahtnetz seitlich an Eisenstangen zu befestigen, die mit den Mauern verbunden werden müssen. Da sich auch der Zement der Monierwände mit letzteren verbindet, so sind besondere Unterfangen der Monierwände meist überflüssig.

Abb. 77. Drahtziegelnetz.



Soll die Wand feuersicher sein, so sind alle Türumrahmungen und Türen aus Eisen herzustellen; in anderen Fällen können die Öffnungen für die Türen einfach mit starken Eisenstäben umrahmt sein, die Holzumkleidungen erhalten. Auch bei diesem System werden Doppelwände mit Hohlraum ausgeführt, namentlich wenn es sich um Außenmauern handelt.

c) **Ersatz für Drahtgeflecht.** Statt des Drahtnetzes findet neuestens auch das Streckmetall (Abb. 76) Verwendung; ferner kommt für nicht tragfähige dünne Wände, für Eisenträger-Umkleidungen u. dgl. das Drahtziegelnetz (Abb. 77) in Betracht, das in verschiedenen Größen hergestellt wird.

D. Pfeiler (Säulen).

§ 32. Allgemeines und Stützen in Stein. Man unterscheidet Stützen aus einem einzigen Konstruktionsstück und zusammengefügte. Zu der ersten Art gehören Pfeiler oder Säulen aus Steinmonoliten, Holz oder aus Guß-, Walz- oder Schmiedeeisen. Die zusammengefügten Stützen können aus einzelnen, »versetzten« Stücken bestehen wie die mächtigen Steinsäulen aus Quadertrommeln in Stein oder Beton oder aus Mauerwerk oder schließlich aus Guß- oder Stampfmassen allein oder in Verbindung mit Eisen.

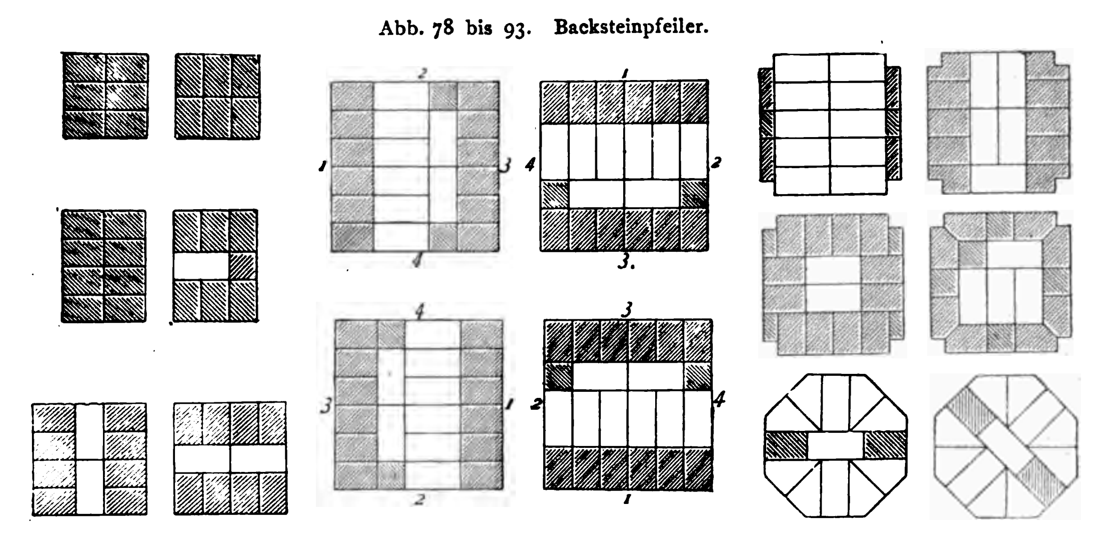
Über Berücksichtigung von Lagerungen in Gesteinen s. § 3. Bei allen Stützen ist ganz besonders auf die Güte ihres Materials Bedacht zu nehmen, sowie bei gemauerten

darauf, daß dem Mörtel die nötige Zeit zum Abbinden gewährt ist, ehe weiter gearbeitet wird.

Im allgemeinen wird man im Pfeilermauerwerk den sämtlichen ungeraden und den sämtlichen geraden Schichten unter sich die gleiche Fugeneinteilung geben. Ist der Pfeilergrundriß ein Quadrat oder eine Figur, die sich in ein Quadrat einbeziehen läßt, so hat jede folgende Schicht die gleiche Einteilung wie die vorhergehende, jedoch sind die Schichten gegeneinander um 90° gedreht.

Bei Bruchsteinmauerwerk sind möglichst Binderschichten zu verwenden; bei Verwendung von Backsteinen ist tunlichst mit ganzen oder $\frac{3}{4}$ Steinen zu arbeiten. Für mehr als vierseitige oder für runde, ovale und ähnlich geformte Pfeiler (Säulen) empfiehlt es sich, besondere Formsteine anfertigen zu lassen. Die Abb. 78 bis 93[8]) zeigen einige Beispiele für Backsteinpfeiler.

Abb. 78 bis 93. Backsteinpfeiler.



§ 33. Neuere Konstruktionen. Da eiserne Säulen vielfach bei Brandschäden durch Hitze und Wasser zerstört worden sind, so werden solche zu besserem Schutz mancherorts mit Backsteinen verkleidet. Neuerdings werden Stützen in armiertem Eisenbeton angefertigt. Solche Stützen sind schnell herzustellen, haben große Tragkraft und werden durch Feuersbrünste weniger leicht zerstört. Näheres hierüber findet sich im V. Kapitel: »Eisenbetonkonstruktionen« dieses Lehrbuchs.

E. Stärke der Mauern, Wände und Pfeiler.

§ 34. Allgemeines. Die Tragfähigkeit von Mauern ist abhängig:

a) von ihrem inneren Gefüge (Material und Ausführung),
b) von ihrer Ausdehnung (Länge, Höhe und Stärke),
c) von der mechanischen Einwirkung äußerer Kräfte (Größe und Richtung derselben), sowie
d) von chemischen Einwirkungen (Atmosphärische Niederschläge usw.).

§ 35. Eigengewichte und zulässige Druckbelastungen von Materialien und Baukonstruktionen. Über Material und Mauerausführung ist in vor-

---

8) Die Abb. 78 bis 93 und 101 bis 108 sind dem »Handbuch der Architektur«, 2. Aufl., 1891—1901, entnommen.

stehenden Paragraphen gesprochen; es erübrigt jedoch hier, den allgemeinen Erörterungen über Mauertragfähigkeit hinzuzufügen, daß, wenn auch die beim Mauern in Betracht kommenden »Bruchsteine« härter als die im allgemeinen verwendeten »Backsteine« sind, doch eine Mauer aus Bruchsteinen bei gleicher Stärke wie eine solche aus Backsteinen infolge ihres unregelmäßigen Gefüges eine geringere Tragfähigkeit besitzt. Bei mittlerer Ausführungsgüte wird, um gleiche Mauerstärke zu erzielen, eine Mauer aus lagerhaften Bruchsteinen etwa $1\frac{1}{4}$ und eine solche aus unregelmäßigen Bruchsteinen etwa $1\frac{3}{4}$ mal so stark sein müssen als eine Backsteinmauer. Wie wiederholt erwähnt, ist aber jede Gebäudemauer, im Gegensatz zu unbelasteten Trockenmauern, überhaupt erst tragfähig, wenn der Mörtel — mindestens bis zu einem gewissen Grade — »abgebunden« hat. Bei obigem Vergleiche bleibt noch zu berücksichtigen, daß der Mörtel in dicken Bruchsteinmauern viel langsamer abbindet als in Backsteinmauerwerk und oft überaus lange Zeit weich bleibt.

Bezüglich der Eigengewichte von Baumaterialien und Baukonstruktionsteilen, sowie über deren zulässige Beanspruchungen geben die Tabellen I bis IV Auskunft. Diese sind den neuesten bezüglichen staatlichen Veröffentlichungen entnommen (Landesbauordnung für das Großherzogtum Baden vom 1. September 1907), bei denen die Arbeiten anderer deutschen Bundesstaaten berücksichtigt sind.

I. Eigengewichte der Baustoffe.

A. Holz.

1. Eichenholz	800	kg/cbm
2. Buchenholz	750	»
3. Forlen-(Kiefern-)holz	650	»
4. Tannenholz	600	»
5. Lärchenholz	700	»

B. Metalle.

1. Schweißeisen	7800	kg/cbm
2. Flußeisen	7850	»
3. Gußeisen	7250	»
4. Blei	11370	»
5. Kupfer	8900	»
6. Zink (gewalzt)	7200	»

C. Mauerwerk und Baustoffe.

1. Backsteinmauerwerk aus gewöhnlichen Steinen	1600	kg/cbm
2. Backsteinmauerwerk aus Hohlsteinen	1300	»
3. Backsteinmauerwerk aus Klinkern	1800	»
4. Tuffsteinmauerwerk (Schwemmsteine)	850	»
5. Mauerwerk aus porösen Steinen	1300	»
6. Bruchsteinmauerwerk	2400	»
7. Sandsteinquader, weich und mittelhart	2400	»
8. Sandsteinquader hart	2500	»
9. Kalksteinquader, weich und mittelhart	2600	»
10. Kalksteinquader, hart	2700	»
11. Granit und Marmor	2700	»
12. Beton aus Kies oder Kleinschlag	2200	»
13. Beton aus Kohlenschlacken, Bimsstein oder Koks	1000—1150	»
14. Eisenbeton	2400	»
15. Mauerschutt	1400	»
16. Erde, Lehm und Sand	1600	»
17. Kalk- und Zementmörtel	1700	»
18. Reiner Asphalt	1100	»

19. Gußasphalt mit Rieselschotter	1600	kg/cbm
20. Stampfasphalt	1800	»
21. Terrazzo	2000	»
22. Gips	1150	»
23. Fensterglas	2600	»
24. Schlacke und Koksasche	600	»
25. Bimsstein	900—1650	»
26. Kalk- und Zementputz für 1 cm Stärke	16—17	kg/qm
27. Gipsestrich für 1 cm Stärke	18	»
28. Tonfliesen gesintert für 1 cm Stärke	19	»
29. Wandplatten für 1 cm Stärke	18	»
30. Korkplatten für 1 cm Stärke	2,8	»
31. Gipsdielen, 5 cm stark	33	»
32. Rabitzwand mit Drahtgewebeeinlage, 4 cm stark	60	»

D. Sonstige Stoffe für 1 qm bei 1 m Schütthöhe.

1. Mehl	700 kg
2. Gries	650 »
3. Gerste	650 »
4. Weizen und Roggen	750 »
5. Hirse	850 »
6. Lein- und Rübsaat	650 »
7. Kartoffeln	700 »
8. Zucker	750 kg
9. Salz	800 »
10. Heu und Stroh	100 »
11. Holz	400 »
12. Steinkohlen	900 »
13. Koks	450 »
14. Eis	910 »

II. Eigengewichte von Dächern

(ohne Nutzlasten)

in kg für 1 qm Grundfläche.

$\frac{h}{s}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
∠ α	45°	33°	26°	21°	18°	16°	14°	12°	11°
a. Holzdächer einschließlich Binder.									
1. Einfaches Ziegeldach	130	108	100	—	—	—	—	—	—
2. Doppel- und Kronendach	170	140	130	—	—	—	—	—	—
3. Falzziegeldach	145	125	115	110	—	—	—	—	—
4. Deutsches Schieferdach	120	100	94	91	—	—	—	—	—
5. Dachpappdach	46	38	36	34	33	32	31	31	30
6. Zink- und Eisenblech auf Schalung	58	49	46	44	43	42	42	42	41
7. Holzzementdach	—	—	—	—	—	—	—	—	180
b. Metalldächer ohne Bindergewicht.									
1. Schiefer auf Winkeleisen	71	60	56	54	—	—	—	—	—
2. Ebenes Eisenblech auf Winkeleisen	35	30	28	27	26	26	26	26	25
3. Eisenwellblech auf Winkeleisen	31	26	25	24	23	23	23	23	22
4. Zinkwellblech auf Winkeleisen	34	29	27	26	25	25	25	25	24
5. Ebenes Zinkblech auf Schalung	68	58	54	52	51	50	49	49	49
6. Glas auf Winkeleisen oder Sprossen	71	60	56	54	—	—	—	—	—

Für die Bindergewichte sind je nach der Konstruktion der Spannweite und der Binderentfernung 20 bis 1 qm überdeckter Fläche anzunehmen.

III. Nutzlasten (Verkehrslasten).

A. Decken.

1. Wohnräume . . . . 200—250 kg/qm
2. Schulräume . . . . 250—300 »
3. Tanzsäle, Versammlungssäle . . . . . . 350—400 »
4. Heuboden . . . . . 400—500 »
5. Kaufmannspeicher und Lagerräume . . . . 500—850 »
6. Walzspeicher . . . . 600 »
7. Werkstätten und Fabriken mit leichten Maschinen . . . . . . 300—500 »
8. Werkstätten und Fabriken mit schweren Maschinen . . . . . 600—800 kg/qm
9. Menschengedränge . 400 »
10. Treppen . . . . . . 400—500 »
11. Durchfahrten und befahrene Höfe . . . . 800—1000 »
12. Balkone, Altane und dergleichen. . . . . 350 »

B. Dächer.

kg für 1 qm Grundfläche.

$\frac{h}{s}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$
α	45°	33°	26°	21°	18°	16°	14°	12°	11°
1. Schneelast	53	62	67	70	73	75	78	78	78
2. Winddruck.	125	82	54	40	32	25	25	19	17
Winddruck kg für 1 qm senkrecht zur Dachfläche	81	57	43	34	27	23	20	18	16

In offenen Hallen, für von innen nach außen wirkenden Wind 60 kg/qm.

IV. Zulässige Beanspruchung der Baustoffe.

1. Schmiedeeisen-Flußeisen auf Zug . . . . 875 kg/qcm
   auf Druck . . . . 875 »
   auf Abscherung . . . . 600 »

   Bei genau berechneten, zusammengesetzten Konstruktionen, wie Blechträger, Gitterträger und Dachstühle (auch bei Eisenbetonausführungen)
   auf Zug. . . . . 1000 »
   auf Druck . . . . 1000 »
2. Gußeisen auf Zug. . . . . 250 »
   auf Druck . . . . 500 »
   auf Abscherung . . . . 200 »
3. Bombiertes Eisenwellblech auf Zug. . . . . 500 »
   auf Druck . . . . 500 »
4. Eichen- und Buchenholz auf Zug . . . . 100 »
   auf Druck . . . . 80 »
5. Forlen-(Kiefern-)holz auf Zug . . . . 80 »
   auf Druck . . . . 60 »
6. Tannenholz auf Zug . . . . 80 »
   auf Druck . . . . 60 »

7. Sandstein, je nach Härte auf Druck . . . . 15—30 kg/qcm
8. Granit auf Druck . . . . 45 »
9. Marmor auf Druck . . . . 10—15 »
10. Kalksteinquader auf Druck. . . . . 25 »
11. Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel auf Druck . . . . 5 »
12. Backsteinmauerwerk in Kalkmörtel auf Druck . . . . 7 »
13. Backsteinmauerwerk in Zementmörtel auf Druck . . . . 11 »
14. Bestes Klinkermauerwerk in Zementmörtel auf Druck . . . . . 12—14 »
15. Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel auf Druck . . . . 5 »
16. Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel auf Druck . . . . 8 »
17. Schichtenweise ausgeglichenes Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel auf Druck . . . . 8 »
18. Schichtenweise ausgeglichenes Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel auf Druck . . . . 12 »
19. Stampfbeton aus Portlandzement,[9]) Kleinschlag und Kiessand nach dem Verhältnis:
    1 : 6 : 9 nach 4 Wochen auf Druck . . . . 9 »
    1 : 3 : 6 nach 4 Wochen auf Druck . . . . 20 »
20. Beton bei Eisenbetonkonstruktionen, aus Portlandzement[10]) auf Druck höchstens . . . . 35—40 »
21. Stampfbeton mit Schwarzkalk an Stelle des Portlandzementes 1 : 3 : 6 auf Druck. . . . . 6 »
22. Mauerwerk aus porösen Steinen, d. h. z. B. mit Spreu gebrannte Backsteine, mit Holzkohle, Gerberlohe usw. gemischte Tonsteine auf Druck . . . . 3—6 »
23. Guter Baugrund in der Regel auf Druck. . . . . 2,5 »
24. Baugrund von außergewöhnlicher Tragfähigkeit bis zu . . . . . . 5 »

Bei der Berechnung auf Zerknickung ist anzunehmen:

bei	Schmiedeeisen	4	bis	5 fache	Sicherheit
»	Gußeisen	6	»	8 »	»
»	Holz			10 »	»

V. In Österreich kommen folgende »zulässige Beanspruchungen von Mauerwerk« in Betracht.[11])

a) Mauern nicht unter 45 cm stark, sowie Tragpfeiler, deren kleinste Querschnittsabmessung mindestens $\frac{1}{6}$ der Höhe beträgt.

b) Mauern unter 45 cm stark, sowie Tragpfeiler, deren kleinste Querschnittsabmessung $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$ der Höhe beträgt.

c) Pfeiler mit mindestens 30 cm kleinster Abmessung, deren kleinste Querschnittsabmessung $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Höhe beträgt.

---

[9]) Als Portlandzement gilt nur ein Zement, der den vom Kgl. Preuß. Minist. f. Handel, Gewerbe und öffentl. Arbeiten aufgestellten Normen entspricht.

[10]) Maßgebend sind die preußischen »Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907«.

[11]) Aufgestellt vom Baumaterialien-Ausschuß in Wien.

Mauerwerkgattung	a kg/qcm	b kg/qcm	c kg/qcm
1. Ziegelmauerwerk mit Weißkalkmörtel	5	2,5	—
2. Ziegelmauerwerk mit Roman-Zementmörtel	7,5	5	—
3. Ziegelmauerwerk mit Portland-Zementmörtel	10	7,5	5
4. Gemischtes Mauerwerk oder Bruchsteinmauerwerk mit Weißkalkmörtel	4	—	—
5. Gemischtes Mauerwerk oder Bruchsteinmauerwerk mit Roman-Zementmörtel	5	—	—
6. Gemischtes Mauerwerk oder Mauermerk aus lagerhaften Bruchsteinen mit Portland-Zementmörtel	8	—	—
7. Bruchsteinmauerwerk aus zugerichtetem festen Stein mit Portland-Zementmörtel	10	—	—
8. Mauerwerk aus geschlemmten Ziegeln bester Sorte (sog. doppelt geschlemmte) oder Pfeilerziegel mit Portland-Zementmörtel	12	8	6
9. Mauerwerk aus Klinkern mit Portland-Zementmörtel	20	15	10

VI. Mindeststärke von Brandmauern, die wenigstens in Abständen von je 10 m mit Querwänden oder sonstigen Querversteifungen versehen sind, bei Geschoßhöhen von höchstens 4 m, ausschließlich des Gebälkes.

Geschoßzahl der Gebäude	Bezeichnung der einzelnen Geschosse	Mauerstärke	
		bei Herstellung in Backsteinen	bei Herstellung in lagerhaften Bruchsteinen
eingeschossige bis zu 9 m Höhe	Erdgeschoß	1 Stein	50 cm
	Dachgeschoß und Giebel	1 »	50 »
eingeschossige über 9 m Höhe	Erdgeschoß	1½ »	55 »
	Dachgeschoß und Giebel	1 »	50 »
zweigeschossige	Erdgeschoß	1½ »	55 »
	Obergeschoß	1½ »	55 »
	Dachgeschoß und Giebel	1 »	50 »
dreigeschossige	Erdgeschoß	2 »	60 »
	1. Obergeschoß	1½ »	55 »
	2. Obergeschoß	1½ »	55 »
	Dachgeschoß und Giebel	1 »	50 »
viergeschossige	Erdgeschoß	2 »	60 »
	1. Obergeschoß	2 »	60 »
	2. Obergeschoß	1½ »	55 »
	3. Obergeschoß	1½ »	55 »
	Dachgeschoß und Giebel	1 »	50 »
fünfgeschossige	Erdgeschoß	2½ »	70 »
	1. Obergeschoß	2 »	60 »
	2. Obergeschoß	2 »	60 »
	3. Obergeschoß	1½ »	55 »
	4. Obergeschoß	1½ »	55 »
	Dachgeschoß und Giebel	1 »	50 »

Wenn die Höhe der Brandmauer im Dachgeschoß und Giebel bis zur Spitze zusammen das Maß von 6 m übersteigt, so ist bei zwei und mehrgeschossigen Gebäuden die Mauerstärke im Dachgeschoß bis zum Kehlgebälk bei Backsteinen auf 1½ Stein, bei lagerhaften Bruchsteinen auf 55 cm zu erhöhen.

VII. Von der Baupolizei in Berlin genehmigte, bei Neubauten anzuwendende Mauerstärken in cm für:

	Wohngebäude						Fabrikgebäude				
	Frontwand mit Balkenlast	Mittelwand mit Balkenlast	Giebelwand ohne Öffnungen	Giebelwand mit Öffnungen	Hohe Wand[12]) mit Balkenlast	Treppenwand	Frontwand mit Balkenlast	Mittelwand mit Balkenlast	Giebelwand ohne Öffnungen	Hohe Wand mit Balkenlast	Treppenwand
Dachgeschoß.	25	—	25	25	25	25	25	—	25	25	25
IV. Stock . .	38	38	25	25	38	25	38	38	25	38	25
III. Stock . .	38	38	25	25	38	25	51	38	25	38	25
II. Stock . .	51	38	25	38	38	25	51	38	38	51	25
I. Stock . .	51	38	38	38	51	25	64	51	38	51	38
Erdgeschoß .	64	51	38	51	51	38	77	51	51	64	38
Keller. . . .	77	51	51	51	64	38	90	64	51	77	51
Fundament. .	90	64	64	64	77	51	103	77	64	90	64

§ 36. Praktische Gesichtspunkte für Bestimmung von Mauerstärken.

Beim Entwurf eines Neubaues ergeben sich die Längen und Höhen der Gebäudemauern aus Erfüllung des betreffenden Bauprogramms; die den Mauern zu gebende Stärke erfolgt auf Grund technischer Erwägungen. In modernen Gebäuden dienen Zwischengebälke mit Gebälkankern in den Mauern sowie die inneren Scheidemauern oder Wände zur Versteifung der Außenmauern.[13]) Aber auch wo diese Versteifung fehlt, werden Außenmauern sobald sie eine geschlossene Ummantelung des Gebäudehohlraums bilden, sich gegenseitig versteifen und stützen, sofern es sich nicht um ganz außergewöhnlich lange Mauern handelt, so daß man bei denselben mit geringeren Stärken auskommen kann, als es bei einer einzigen, völlig frei stehenden Mauer der Fall ist. Wie bedeutende Längenmaße, so beeinträchtigen auch bedeutende Höhenmaße die Standfestigkeit der Mauern, deren Stärkemaße seit alters her durch »Erfahrungen« bestimmt wurden.

Bei Festsetzung der Stärkenmaße mehrgeschossiger Mauern wird beim obersten Mauerteil begonnen. Umfassungsmauern in Backsteinen werden neben Dachspeicherräumen nicht schwächer als 1 Stein stark und neben Wohnräumen im obersten Geschoß mindestens $1\frac{1}{2}$ Stein stark angenommen. Letzteres Maß ergibt sich im Hinblick auf unsere klimatischen Verhältnisse sowohl, um gut heizbare Räume zu bekommen, als auch um ein Durchschlagen atmosphärischer Feuchtigkeit zu verhindern.

Meistens wird zweien Stockwerkmauern die gleiche Stärke verliehen, dann tritt (nach abwärts) eine Verstärkung um $\frac{1}{2}$ Backstein ein. Wo die Ausführung des Kellermauerwerks in Bruchsteinen erfolgt, wird der Absatz bei der Kelleroberkante größer als 12 cm angenommen.

Bei Bruchsteinmauerwerk wird im obersten Gebäude-Mauerteil mit einer Stärke nicht unter 45 oder 50 cm begonnen; nach unten zu sind in entsprechenden Stockwerks-Abschnitten, alle ein oder zwei Geschosse, Mauerverstärkungen um etwa 10 cm anzuordnen. Diese Absätze von 12 oder 10 cm entsprechen zugleich den Maßen hölzerner Mauerlatten. Der Absatz beim Beginn der Erdgeschoßmauer beträgt etwa 15 cm.

Bei den Umfassungsmauern unterscheidet man: nicht oder kaum durchbrochene Brandmauern (Brandgiebel) und Fassaden- oder Frontmauern. Letztere sind durch

[12]) Unter »Hohe Wand« ist eine dem Nachbargrundstück zugekehrte Umfassungswand eines Gebäude-Seitenflügels zu verstehen.

[13]) Im Mittelalter und in der Renaissancezeit wurden innere Fachwerkwände vielfach erst nach Fertigstellung des Rohbaues eingefügt.

Öffnungen unterbrochen und vielfach geradezu in Pfeiler aufgelöst, weshalb ihnen eine größere Stärke als den erstgenannten zu verleihen ist. Finden Hausteinquader an der Fassade Verwendung, so werden solche Fassadenmauern im Hinblick auf gediegene Ausführung der Hintermauerung bedeutende Stärkemaße erhalten.

Innere Gebäudemauern, Scheide- oder Zwischenmauern, bzw. Wände, werden selten mehr in Bruchsteinen ausgeführt. Haben sie keine Lasten zu tragen, so steht in konstruktiver Beziehung nichts im Wege, sie in leichtester Weise auszuführen; haben sie jedoch als »Mittelmauern« die Gebälk- und Zimmernutzlast aufzunehmen, so beanspruchen sie eine größere Stärke als ihnen vielfach durch Ausbildung in Holzfachwerk gegeben wird. Bei mehrgeschossigen Gebäuden, die eine Tiefe von über 10 m haben, sollte mindestens eine innere Tragwand massiv ausgeführt sein.

Bezüglich Treppenhauswänden stimmen die neuen Polizeiverordnungen wohl im allgemeinen darin überein, daß dieselben nicht in Fachwerk herzustellen sind, aber über ihre Stärke, sowie bezüglich der Frage, ob Holzgebälke in sie »eingreifen« dürfen oder nicht, gehen die Ansichten sehr auseinander.

Gestützt auf die Erfahrungsergebnisse, werden behördlicherseits Mindestmauerstärken vorgeschrieben. Die oben erwähnte neueste (badische) Landesbauordnung gibt die in Tabelle VI angegebenen Maße für Brandmauern an; in Tabelle VII sind die für Berlin geltenden Mauerstärken abgedruckt. Handelt es sich um besondere Belastungen in Gebäuden, so sind die betreffenden Mauern, Wände, Pfeiler oder Säulen im einzelnen zu berechnen; bzw. sind die betreffenden Stärkemaße zuverlässigen entsprechenden Rechnungstabellen zu entnehmen. Solche besondere Belastungen oder besondere Inanspruchnahmen von Mauern oder Pfeilern entstehen nicht nur bei den Großkonstruktionen, sondern auch bei gewöhnlichen Wohnhausbauten, wo größere Lasten auf kleine Flächen zusammengezogen werden, sowie bei der Schubwirkung von Gewölben.

§ 37. Berechnungsarten. Zu Anfang des vorigen Jahrhunderts veröffentlichte »RONDELET« Beobachtungen über Mauerstärken, die er an alten Mauern angestellt hatte. Als Ergebnis seiner Beobachtungen fand er, daß eine gerade, freistehende und frei endigende, unbelastete Mauer ohne Zwischenpfeiler durchschnittlich $\frac{1}{10}$ ihrer Höhe zur Stärke haben müsse, um als standsicher gelten zu können. Von solcher Grundlage ausgehend stellte RONDELET graphische und rechnerische Verfahren auf, um die Stärke verschiedener Mauern, je nach ihrer Bestimmung im Gebäude, zu ermitteln, wobei er deren Höhe und Länge in Betracht zog. Die Stärke von Gebäudemauern, welche Gebälke oder das Dach zu tragen haben, machte er abhängig von dem Verhältnis ihrer Höhe zu der lichten Gebäudetiefe.

Auf Grund dieser trefflichen, bahnbrechenden Arbeiten ergaben sich folgende Formeln.[14])

a) **Freistehende Mauern:** s (Mauerstärke) mindestens $= \frac{1}{12} h$ (Höhe), höchstens $= \frac{1}{8} h$.

Im Anschluß an diese Formel bezeichnet in den folgenden Formeln der Buchstabe »n« einen Wert entsprechend dem Mauermaterial: für Werkstein 12, für Backstein 10, für Bruchstein 8, für unregelmäßige Bruchsteine 6. Ferner ist $l =$ Mauerlänge.

b) **Umfassungsmauern:**

α) Bei unbelasteten geraden: $s = \frac{l \cdot h}{n \sqrt{l^2 + h^2}}$.

[14]) S. MOTHES, »Illustriertes Bau-Lexikon« 1876, 3. Bd., S. 309.



β) Bei unbelasteten kreisrunden Mauern mit äußerem Durchmesser D:

$$s = \frac{\frac{1}{4}D + h}{n\sqrt{(\frac{1}{4}D^2) + h^2}}.$$

γ) Bei belasteten geraden: bei nur 1 Geschoß, Minimum $s = \frac{l + h}{n\sqrt{l^2 + h^2}}$;

bei mehreren Geschossen, wenn die Gebäudetiefe »t«, die Höhe des obersten Geschosses h genannt wird:

wenn das Gebäude keine Mittelmauer hat: $s = \frac{2t + h}{4 \cdot n}$ für das Obergeschoß;

wenn das Gebäude eine Mittelmauer hat, können die Mauern schwächer werden, nämlich: $s = \frac{l + h}{4 \cdot n}$.

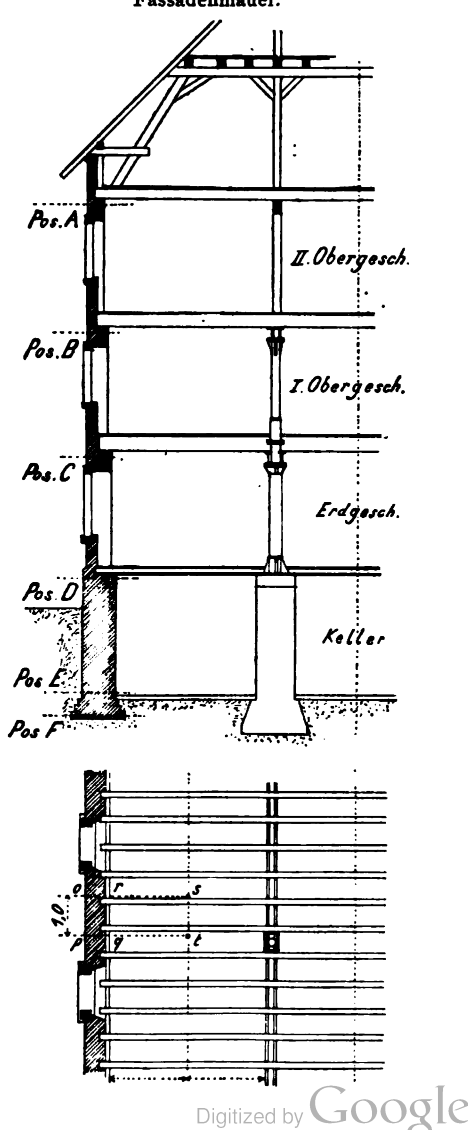
c) **Mittelmauern**: Bei diesen ist: $t = \frac{h + t}{3 \cdot n}$.

Im Laufe der letzten Jahrzehnte sind, wie erwähnt, eingehend bezügliche Untersuchungen angestellt worden (siehe Tabelle I bis V), auf welche gestützt, heutigen Tages in jedem Einzelfall die Mauerstärke im Hinblick auf ihre Inanspruchnahme (senkrechte Belastung, Gewölbeschub, Winddruck) berechnet werden kann.

Handelt es sich nur um senkrechte Belastungsdrucke bei gewöhnlichen Stockwerkshöhen, so ist die Berechnung für Mauer- und Pfeilerstärken eine sehr einfache. Bei höheren Stockwerkhöhen dagegen ist Knickungsfestigkeit in Anrechnung zu bringen und bedarf es hier besonderer Formeln, wie solche im IV. Kapitel »Eisenkonstruktionen« angeführt sind. Daselbst finden auch die im modernen Bauwesen eine wichtige Rolle spielenden »Reaktionswirkungen« von Unterzügen an ihren Auflagerpunkten Berücksichtigung.

In schematischer Weise erläutert folgendes Beispiel (Abb. 94 u. 95) die Berechnung der Stärke einer Fassadenmauer für die einzelnen Stockwerke; demselben ist ein Speicherbau mit »kleinen Bogenfenstern« zu Grunde gelegt. Die Auflagerlast der einzelnen Balkenköpfe wird durch Mauerlatten gleichmäßig auf das Gemäuer der Fassadenmauer verteilt. Die Fensteröffnungen beanspruchen keine Berücksichtigung. Man wählt als Unterlage der Berechnung einen Mauerwerkstreifen op (Abb. 95) vom Dachgesims bis zum Erdreich in Breite von 1 m. Dieser nimmt in jedem Stockwerk eine Deckenlast auf von 1 m Breite und einer Tiefe gleich der halben Spannweite zwischen Fassadenmauer und den eisernen Längsunterzügen, die auf den freistehenden Stützen aufliegen. Die

Abb. 94 u. 95. Berechnung der Stärke einer Fassadenmauer.



Dachkonstruktion ist unter Berücksichtigung des Winddruckes angenommen; die Kniestockwand ist nach behördlicher Vorschrift bestimmt (meistens stärker als das Mindestmaß der Berechnung ergeben würde).

Es sind nun die Berechnungen in Reihenfolge der Positionen A bis F vorzunehmen unter Berücksichtigung der in vorstehenden Tabellen angegebenen Einheitsmaßen.

Pos. A. Die Belastung des 1 m langen Mauerquerschnittes setzt sich zusammen aus:

a) Eigengewicht des 1 m langen Kniestockteiles und dessen Belastung, gebildet aus der entsprechenden Last des Dachstuhles samt Beanspruchung durch Schnee und Winddruck.

b) Eigenlast des entsprechenden Teiles vom Stockgebälk.

c) Nutzlast bezüglich b).

Setzt man $a + b + c = Z$ und bezeichnet den Belastungs-Koeffizienten der verschiedenen Mauerarten (Tabelle IV, Pos. 11 bis inkl. 19) mit m, so erhält man:

Pos. A: Mauerquerschnitt $Q = \frac{Z}{m}$.

Pos. B: Belastung $= Z +$ Gewicht des Mauerstreifens im II. Obergeschoß $+ b_1 + c_1 = Y$.

Mauerquerschnitt $Q_1 = \frac{Y}{m}$.

Pos. C: Belastung $= Y +$ Gewicht des Mauerstreifens im I. Obergeschoß $+ b_2 + c_2 = X$.

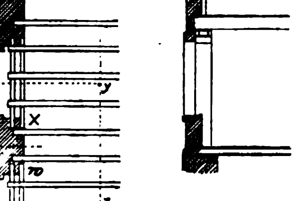
Mauerquerschnitt $Q_2 = \frac{X}{m}$.

Pos. D: Belastung $= X +$ Gewicht des Mauerstreifens im Erdgeschoß $+ b_3 + c_3 = W$.

Mauerquerschnitt $Q_3 = \frac{W}{m}$.

Zur Bestimmung des Fundamentes ist zu bemerken: Wird der Boden unterhalb Horizont Pos. E durch Felsgestein gebildet, so kommt eine weitere Berechnung nicht in Betracht; ist aber (entsprechend Tabelle IV Pos. 23) demselben etwa nur eine Belastung von 2,5 kg/qcm zuzumuten, so schlägt man das Verfahren der Annahme-Versuche ein, zeichnet die Fundamentsohle (-bankett) für Mauerwerk oder Beton bezüglich Höhe und Breite probeweise ein und untersucht rechnerisch diese Annahme. Es wird angesetzt:

Abb. 96 u. 97. Berechnung einer in einzelne Mauerpfeiler aufgelösten Fassadenmauer.



Drucklast des 1 m breiten Mauerstreifens vom Dachgeschoß bis auf das Erdreich $= W +$ Gewicht des Mauerstreifens im Kellergeschoß und Eigengewicht des schätzungsweise angenommenen Fundamentsohleteiles $= V$.

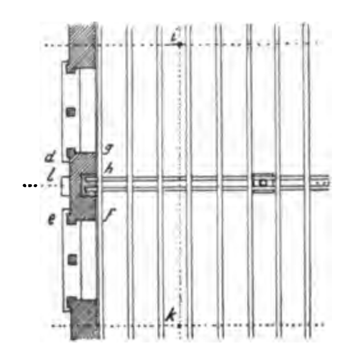
Nun wird das in kg erhaltene Gewicht V durch die Anzahl der qcm der Unterfläche des Fundamentsohlstreifens geteilt. Ergibt sich hierbei eine größere Zahl als 2,5, so war die Unterfläche für diesen Baugrund zu klein angenommen; man muß dann solange auf Grund neuer Annahmen Berechnungen anstellen, bis das Ergebnis ein befriedigendes ist.

Bei Berechnung des gemauerten, freistehenden Pfeilers im Kellergeschoß wird ebenfalls entsprechend diesem Rechenschema verfahren, doch sind hierbei auch noch die »Reaktionen« der Gebälkunterzüge auf die Stützen zu berücksichtigen.

Ist die Fassadenmauer durch große Fenster in einzelne Mauerpfeiler aufgelöst, so wird, entsprechend Abb. 96 u. 97, statt eines Fassadenstreifens von 1 m Länge der ganze Mauerpfeiler *uvwx* zu berechnen sein. Die in Betracht kommende Gebälklast hat dann bei derselben Tiefe die Länge *yz* und wird über den Fenstern durch »Überlagsträger« auf die Fassadenpfeiler übertragen.

Würde das Gebälk parallel zur Fassade »verlegt« (Abb. 98), so hätte der Fassadenpfeiler *defg* bei *h* die Reaktionslast des Gebälkunterzuges, bestehend aus zwei I-Trägern aufzunehmen. Die Länge der in Betracht kommenden Bodenfläche ist *ik*.

Abb. 98.
Berechnung einer Fassadenmauer, zu der das Gebälk parallel liegt.



Es ist Sorge zu tragen, daß die Last der Eisenträger auf eine möglichst große Mauerfläche verteilt wird, zu welchem Zwecke »Steinquader« unter die Trägerköpfe verlegt werden. Bei Bestimmung der Größe derselben wird die Reaktionslast, ausgedrückt in kg/qcm, durch die betreffende, für das qcm zulässige Steinbelastungszahl (s. Tabelle IV Pos. 7 bis 10) geteilt. Die gefundene Zahl gibt die Größe der Oberfläche für den Quader an, die dann meist als Quadrat oder Rechteck ausgebildet wird. Die Dicke der Quader richtet sich nach deren Größe, und steigt von etwa 15 cm bis zu 30 und 40 cm. Statt des Steinquaders wird neuerdings häufig eine Eisenplatte angeordnet.

§ 38. Mauerversteifungen. Abgesehen von den im § 36 angegebenen Versteifungen, die bei allen Gebäuden anzutreffen sind, werden Mauern unter Umständen auch mit Zwischenpfeilern oder Streben versehen, die an einer der beiden Mauerseiten oder auf beide verteilt angeordnet sein können. Die Höhe derselben kann beliebig angenommen werden, ebenso ihr Querschnitt, der sich auch nach oben zu des öftern verjüngen wird. Je stärker die Pfeiler und je größer ihre Anzahl, um so schwächer kann bei gleicher Belastung die Mauer selbst angenommen werden.

Mauerstreben werden bei Gewölbekonstruktionen in weitgehender Weise verwendet; aber auch bei Flachdecken, entsprechend der Konstruktion in Abb. 98, empfiehlt sich deren Anordnung, wie bei *l* angedeutet ist.

Abb. 99. Vergrößerung der Mauerstandfläche durch Einschaltung gebogener Mauerteile.



Eine weitere Art der Verstärkung von Mauern beruht in Verlegung ihres Schwerpunktes nach abwärts durch Verbreiterung ihres unteren Teiles nach Art der Futter- und Böschungsmauern. Eine Vergrößerung der Mauerstandfläche wird auch erzielt durch Einschaltung gebogener Mauerteile als Nischen (Abb. 99) oder dgl.

III. Kamine (Rauchkamin, Schornstein, Esse, Schlot) und Ventilationsschächte.

§ 39. Allgemeines. Als man einstens die offenen Holzfeuerstellen in Burgen, Wohnhäusern usw. von ihrer ursprünglichen Lage in der Mitte des Wohnraums an eine Seitenmauer desselben verlegte, wurden über den Feuerstellen — sowohl im Hinblick auf besseren Abzug des Rauches als für Herbeiführung erwünschten Luftzuges zur Unterhaltung des Feuers — »Rauchkamine« angeordnet. Durch Ummantelung der Feuerstelle entstanden die »Heizkamine«. Nachdem letztere den später erfundenen »Öfen« das Feld überlassen mußten, konnten die, zunächst mit sehr weitem, lichten

Querschnitt ausgebildeten Rauchkamine wesentlich enger hergestellt werden, doch behielten sie anfangs noch so bedeutenden Querschnitt, daß sie von den Kaminfegern bestiegen werden konnten (»deutscher« Kamin).

Bei der jetzt weit verbreiteten »Kohlenfeuerung« wird — namentlich bei Öfen mit Dauer-(Permanent-)Feuerung — im Hinblick auf genügenden »Zug« im Ofen, der Querschnitt der Rauchkamine wesentlich geringer gestaltet. Da in den Gebäuden die für Abführung von Dämpfen, Dünsten und verbrauchter Luft und unter Umständen auch die für Zuführung frischer Luft dienenden Ventilationsschächte außerdem als »Rauchkamin« benutzt werden können, so sind diese in der Ausführung wie Rauchkamine zu behandeln.

Die Entstehung des »Zuges« im Kamin beruht auf folgenden Gesetzen:

1. Jeder gas-(luft-)förmige Körper hat Schwere.
2. Kalte Luft ist schwerer (weil dichter), als warme Luft.
3. Kalte Luft drängt bei ihrem Sinken wärmere Luft in die Höhe.
4. Hiernach wird bei kalter Außenluft die Luft in einem Kamin, der höhere Temperatur als die Außenluft besitzt, in die Höhe steigen (Zug). Ist dagegen die Außenluft wärmer als der Kamin — »Sonnenstrahlen liegen auf dem Kamin« —, so entsteht eine Abwärtsbewegung der Luft im Kamin (Gegenzug).
5. Zu diesen Gesetzen tritt noch die »saugende Wirkung eines Luftstromes«, der, je nach seiner Stärke, die ihn berührende Luftmasse von beliebiger Temperatur mitreißen kann.
6. Des weiteren können auf den Zug im Kamin Winde von Einfluß sein, die den Kaminkopf treffen.

Man unterscheidet:

1. Kamine in Gebäuden:
   a) »angebaut« an Mauern (Wänden),
   b) ganz oder teilweise in Mauern »eingebaut« und
   c) freistehend.
2. Im Freien (nicht in Gebäuden) befindliche Kamine, ebenfalls »freistehend« genannt.

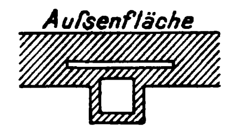
Wie das Wort »freistehend« hier in zweifacher Weise gebraucht wird, so die Bezeichnung »eingebaut«, die sich auch ganz allgemein genommen auf »Kamine in Gebäuden« (Pos. 1) beziehen kann. Ebenfalls schwankend ist das »Geschlecht« des Wortes »Kamin«. In vorliegendem Kapitel ist der Einfachheit halber das Wort »Kamin« als Bezeichnung von »Rauchkamin« männlich, und für »Heizkamine« (»Cheminé«) sächlich angewendet.

§ 40. Kamine in Gebäuden. Jedes Heizkamin mit offener Holzfeuerung beansprucht einen besonderen Rauchkamin, damit der »Zug« ungestört wirken kann; befinden sich solche Heizkamine in verschiedenen Stockwerken senkrecht übereinander, so werden deren einzelne Rauchkamine »gekuppelt«, und in dieser Weise über Dach oder mindestens über die Gebäudemauer geführt. In jenen Ländern, in denen die Anlagen von Cheminés in weitgehender Weise in Gebrauch ist, werden die Straßenbilder durch die große Anzahl solcher Kamine, die vielfach an den Gebäude-Außenmauern sich befinden, beherrscht.

In Deutschland wird möglichst vermieden, Kamine in Außenmauern zu legen; wo solches jedoch nicht zu umgehen ist, sollte — da der Luftzug im Kamin durch Schwankungen der Außentemperatur ungünstig beeinflußt werden kann — die Außenmauer neben dem Kamin als Hohlmauer gebildet sein (Abb. 100).

Bei unserer Ofenfeuerung diente bis vor nicht langer Zeit vielfach ein einfacher besteigbarer Kamin sämtlichen in seiner Nähe befindlichen Zimmern aller Stockwerke. Bei Kohlen- und Koks-Feuerung, namentlich bei Dauerfeuerung, kann ein mehreren Stockwerken gemeinsamer Kamin den Bewohnern sehr gefährlich werden, da die giftigen Abgase irgend eines Ofens durch den Kamin und durch andere Öfen hindurch, bei schwachem, normalen Zuge in oberen Räumen, bei Gegenzug in unteren Räumen, austreten können, wodurch namentlich nachts in Schlafzimmern schon mancher Todesfall verursacht wurde. Es empfiehlt sich deshalb bei genannten Feuerungen, für jedes Stockwerk einen besonderen Kamin anzulegen.

Abb. 100. Kamin in einer Außenmauer.



Die neuen behördlichen Vorschriften bezüglich der mindestzulässigen Maße für die lichte Weite der Kamine richten sich nach der Anzahl der in diese mündenden Feuerungen, sind aber sonst in den deutschen Ländern verschieden. Für Gasfeuerung werden meist kleinere Querschnitte als für Kohlenfeuerung zugelassen.

a) **Reinigung.** Bei dem nicht besteigbaren, engen (»russischen«) Kamin wird die Reinigung von oben herunter mit einem Besen vorgenommen; der hierbei von den inneren Kaminwänden gelöste Ruß fällt abwärts und muß unten durch eine Öffnung im Kamin entfernt werden. Die Einführung des Besens in den Kamin erfolgt am besten durch seine Ausmündung; doch wird bei hoch über Dach geführten Kaminen auch wohl eine besondere Seitenöffnung im Kamin für den Beseneinschub angelegt. Die Anordnung einer Kamin-Putz-Öffnung im Dachstockwerk empfiehlt sich in Rücksicht auf Feuergefährlichkeit nicht. Jede Kaminöffnung ist mit eisernen Doppeltüren in eisernem Rahmen gut zu verschließen.

b) **Ausführung.** Die Querschnittform der Kamine kann beliebig sein. Geht die lichte Weite besteigbarer Kamine über ein gewisses Maß (in »Baden« 52/52 cm) hinaus, so sind Steigeisen im Innern anzuordnen. Einfache Kamine sind in »Normalbacksteinen« auszuführen, so daß ihre Wandstärke mindestens 12 cm beträgt. Damit kein »Verhau« an den Steinen stattfindet, sollte der Mindestquerschnitt der Kamine eine Steinlänge + zweier Stoßfugenbreiten betragen. Sogenannte »Kaminsteine«, mit geringeren Maßen als die Normalsteine, sind mancherorts bei gekuppelten Kaminen zugelassen. Statt der Backsteine werden zur Herstellung von Kaminen auch eingemauerte oder freistehende, innen möglichst glatte Rohre verwendet, die in verschiedenen Materialien im Handel zu haben sind. Die Dichtung ihrer Muffen hat besonders sorgfältig zu erfolgen.

Da das Gewicht von Kaminen im Verhälnis zum Maß ihrer Grundfläche ein sehr bedeutendes ist, so erfordert ihre Unterlage die größte Sorgfalt. Es empfiehlt sich, die Kamine im Erdreich zu fundieren. Diese Anordnung gestattet zugleich die Anlage des unteren Kaminputztürchens im Keller, wodurch es vermieden wird, daß bei der Kaminreinigung »Ruß« in Wohnungsstockwerke gelangen kann. Ist es aus besonderen Gründen nicht angängig, Kamine schon im Keller anfangen zu lassen, so müssen sie auf festen Mauern oder Pfeilern, bzw. Säulen, aufgeführt werden oder auf eisernen Trägern, die selbst sicher unterfangen sind. Das Aufsetzen eines Kamines auf Zwischengebälken oder hölzernen Fachwerkwänden ist unzulässig.

Wird ein Kamin nachträglich in einem Gebäude aufgeführt, so ist es in Rücksicht auf ungleiche Setzungen fehlerhaft, denselben in »Verband« zu vorhandenen Mauern oder Wänden zu bringen; dagegen empfiehlt es sich bei Neubauten, sowohl bei freistehenden als auch bei an- und eingebauten Kaminen, diese im Verband mit den Mauern oder Wänden auszuführen. Bestehen letztere aus Backsteinen, so bietet die Herstellung einer guten Einbindung keine Schwierigkeiten; handelt es sich um Bruch-

steinmauern, so hat der Verband nach dem System der »Kopfzahnung« (s. § 13) zu erfolgen. Die Abb. 101 bis 109 [15]) zeigen einige Beispiele.

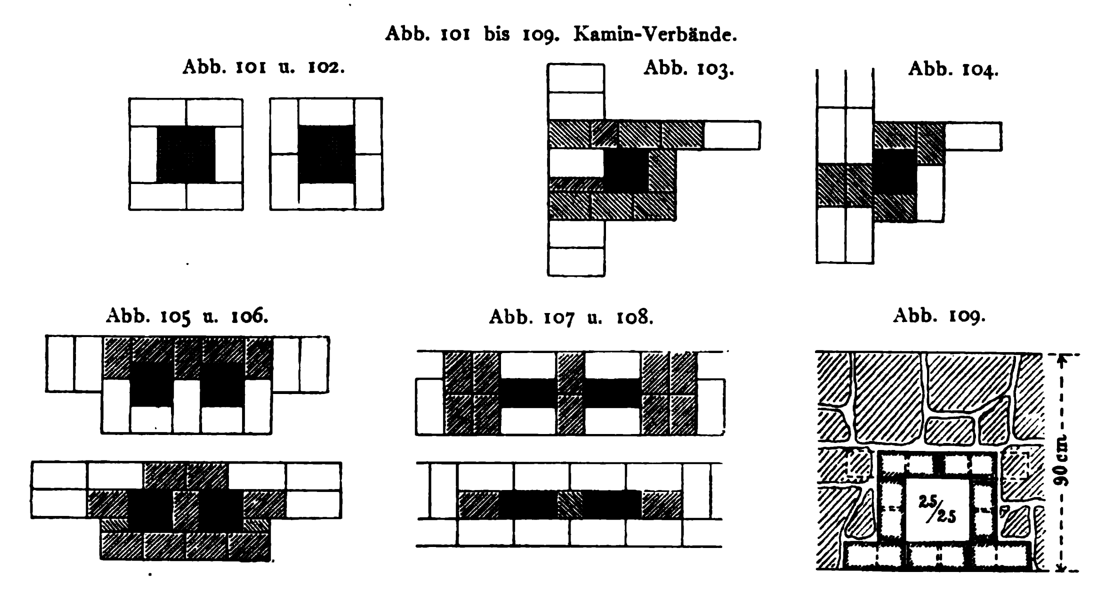


Abb. 101 bis 109. Kamin-Verbände.

Abb. 101 u. 102. Abb. 103. Abb. 104. Abb. 105 u. 106. Abb. 107 u. 108. Abb. 109.

In manchen Fällen wird eine lotrechte Aufführung von Kaminen von unten bis oben, durch Wände, Balken oder Firstpfette unmöglich gemacht; dann müssen die Kamine »geschleift« (»gezogen«) werden (Abb. 110 u. 111). Hierbei ist Sorge zu tragen, daß der Kaminquerschnitt, normal zur Lauflinie der Schleifung gemessen, keine Maßänderung erfährt. Bei größeren Schleifungen bedarf der Kamin zu seiner Unterstützung einer Untermauerung (Abb. 110 u. 111), die gleichzeitig mit der Ausführung des Kamins herzustellen und auf das Beste zu unterfangen ist. Hierfür ist in vorliegendem Beispiel eine Eisenplatte auf I-Trägern angenommen; in anderen Fällen bedient man sich einer Steinplatte. Wo angängig, setzt man die Schleifung auf Mauerwerk. Die Schleifung soll nicht plötzlich, sondern im Bogen erfolgen und zwar bei steigbaren Kaminen nicht flacher als in einem Winkel von 60°, bei engen Kaminen nicht unter 45°. Bei solchen starken Schleifungen ist unter, bzw. auch über diesen, ein Putztürchen anzuordnen.

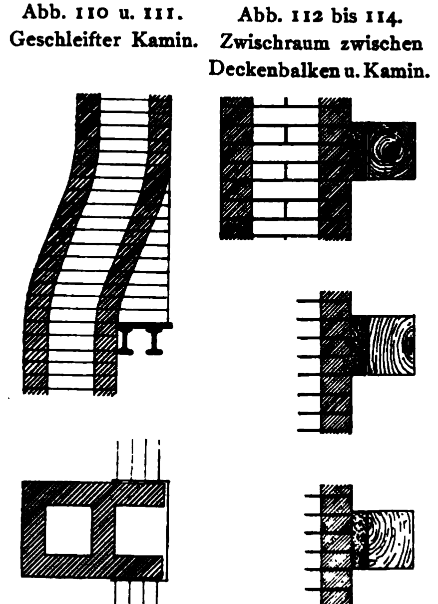


Abb. 110 u. 111. Geschleifter Kamin. Abb. 112 bis 114. Zwischraum zwischen Deckenbalken u. Kamin.

Die Stoß- und Lagerfugen der Kaminwandungen sind voll mit Mörtel zu versehen, da sonst Ofenrauch und sogar Funken herausdringen können; auch dürfen keine Holzbalken, -bretter oder -keile in Kaminwände eingreifen. Hölzerne Deckenbalken und Sparren sollen mindestens einen Abstand von 5 oder 6 cm von der Kaminwand haben und ist der Zwischenraum mit unverbrennbarem Material auszufüllen; meistens wird eine

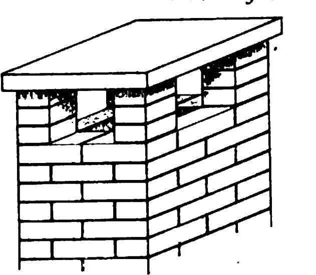
[15]) Abb. 109 ist entnommen aus: SCHLUSSER, »Die bau- und feuerpolizeilichen Vorschriften im Großh. Baden«. 2. Aufl., 1894.

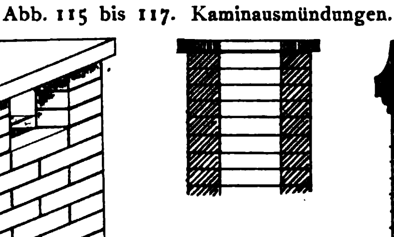
doppelte Schicht von Dachziegeln eingeschoben, die unter Umständen auch an den Balken genagelt werden. Neuerdings wird der Zwischenraum, entsprechend Abb. 112 bis 114, mit Zementmörtel, bzw. feinem Beton, ausgefüllt. Entgegen früheren Bestimmungen, ist es an vielen Orten nunmehr gestattet, Kamine mit Holzvertäfelungen und Leisten zu umgeben, doch müssen dann die Kaminwandungen unbedingt verputzt sein, ferner muß sich zwischen diesem Putz und der Verkleidung ein Belag von Asbestpappe oder dgl. befinden; auch empfiehlt es sich, zwischen Putz und Verkleidung einen Isolier-Luftraum anzuordnen.

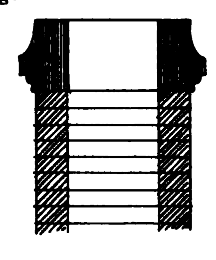
Im allgemeinen erhalten die gemauerten Kamine in allen Räumen einen Verputz; unbedingt ist ein solcher in den Dachräumen erforderlich, während der über dem Dach befindliche Kaminteil vielfach als sauber ausgefugtes Backsteinmauerwerk behandelt wird. Das Innere der Kamine erhielte bei sauberem Backsteinmaterial am besten einfachen Fugenausstrich; doch ist eine solche Ausführung schwierig. Um dem Zug im Kamin keine Hindernisse an den Wandungen zu bereiten, wodurch störende Wirbel entstehen können, wird das Kamininnere verputzt. Der Mörtel ist möglichst dünn zu nehmen und glatt auszustreichen, wobei man sich angefeuchteter Mauerkellen bedient oder besser eigens angefertigter Holzblöcke vom Umfang der lichten Kaminweite, die auf und ab gezogen werden.

c) **Kaminausmündungen.** Damit Kamine gut »ziehen«, ist eine gewisse Höhe derselben über der Feuerstelle erforderlich; von wesentlichem Einfluß auf die Brauchbarkeit der Kamine ist aber auch die Ausbildung ihrer Ausmündung, wobei es sich darum handelt, das Eindringen von Wind zu verhindern. Unter den vielen eingeführten Kaminköpfen ist die einfachste und wohl auch auf die Dauer zuverlässigste Konstruktion die Anbringung eines wagerechten, oder besser leicht gewölbten Deckels in Stein oder Blech, der auf Stützen in nicht zu großer Höhe über der Kaminkrone angebracht wird (Abb. 115).

Abb. 115 bis 117. Kaminausmündungen.







Die früher sehr beliebten Vorsprünge der Kaminabdeckplatten nach Abb. 116 empfehlen sich nicht für jene Fälle, in denen der Wind wagerecht oder unterschlächtig wirkt, da dann am Vorsprung Wirbel entstehen, die in den Kamin gedrückt werden können; man deckt daher besser die Kamine mit Kaminkränzen ohne Vorsprung. Wird aus künstlerischem Bedürfnis eine vorspringende Verzierung oben am Kamine gewünscht — was namentlich bei hohen Kaminen häufig der Fall ist — so empfiehlt es sich, diese entsprechend Abb. 117 anzuordnen.

d) **Anlage der Kamine im Gebäude.** Sowohl im Hinblick auf das Aussehen von Zimmerwänden, als in Rücksicht auf geeignete Ausnützung der Wandflächen beim Möblieren der Zimmer, sind Kamine in den Wohn- usw. Räumen tunlichst zu vermeiden. Man legt deshalb — sowie auch aus konstruktiven Gründen bei an- und eingebauten Kaminen — diese in Wandecken.

Wo es sich um gekuppelte Kamine mit geringer Lichtweite oder um enge Ventilationsschächte handelt, werden solche vielfach in massive Zwischenmauern gelegt; wobei dann die meist vorhandenen Mauervorsprünge in die Wohnungsgänge ragen (s. Abb. 105 u. 106, S. 98). Durch Anlage starker Zwischenmauern werden diese Vorsprünge überflüssig. In gewissen Fällen lassen sich solche Vorsprünge — wenn nötig unter Anordnung entsprechender weiterer blinder Vorsprünge — für interessante Innenarchitekturen verwenden.

IV. Wölbungen (Bogen und Gewölbe).

A. Allgemeines.

§ 41. Begriff der Wölbung. Bei der Abdeckung von Maueröffnungen vermittels Hausteinen, kommt bei einfachster Konstruktion ein »Sturz« zur Verwendung (Abb. 118); etwas umständlicher ist die Herstellung der »Überkragung« (Abb. 119). In beiden Fällen handelt es sich bei der Abdeckung um senkrecht abwärts wirkende Druckkräfte. Wird zur »Spreizung« (Abb. 120) gegriffen — eine Anordnung, die nur selten angewendet wird — so hat man es mit Seitenschub zu tun. Selten ist auch heutigen Tages die Anordnung vieler Überkragsteine über einer Maueröffnung, während die Verwendung einzelner Überkragsteine (Konsolen) zur Verringerung der Spannweite unter wagerechten Trägern (in Stein, Holz oder Eisen) im Bauwesen eine große Rolle spielt. Ganz unentbehrlich ist für uns der »Sturz«.

Abb. 118. Der Sturz.

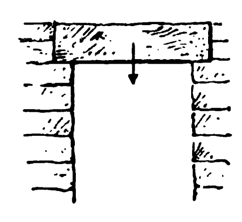


Abb. 119. Die Überkragung.

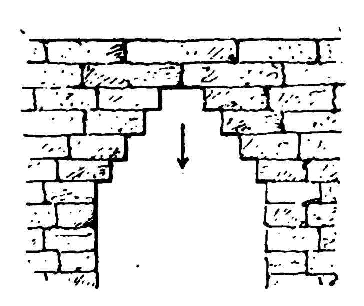
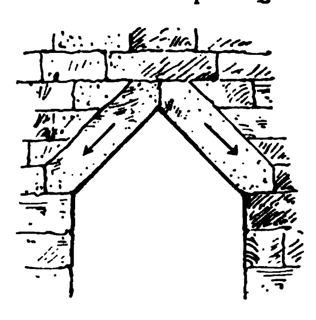
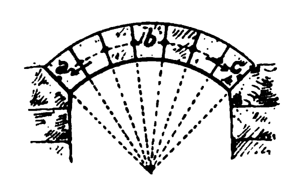


Abb. 120. Die Spreizung.



Eine weitgehende Bedeutung kommt der Öffnungsabdeckung entsprechend, Abb. 121, der »Wölbung« zu, deren Wesen darauf beruht, daß jeder Wölbungsstein durch seine beiden Berührungssteine fest eingespannt ist. Infolgedessen wird das senkrecht abwärts wirkende Gewicht aller einzelnen Gewölbesteine in »Seitenschub« umgewandelt und wirkt schließlich als »Wölbungsschub« auf die Seiten-Mauern oder -Pfeiler. Je bedeutender das Gewicht der Einzelsteine ist und je mehr die Wölbung an Nutzlast zu tragen hat, um so bedeutender gestaltet sich der Wölbungsschub.

Abb. 121. Die Wölbung.



Überdeckt eine solche Wölbung eine Maueröffnung oder Mauer-Flachnische (s. Abb. 184, S. 112), so wird sie »Bogen« genannt; überdeckt sie dagegen einen Gebäuderaum, so bezeichnet man sie mit dem Ausdruck »Gewölbe«. In beiden Fällen hat die Einteilung der Fugen auf der Wölbungslauflinie (*a*, *b*, *c* in Abb. 121) zu erfolgen. Ist letztere ein Kreisteil, so sind sämtliche Wölbungsfugen nach dem Kreismittelpunkt zu richten.

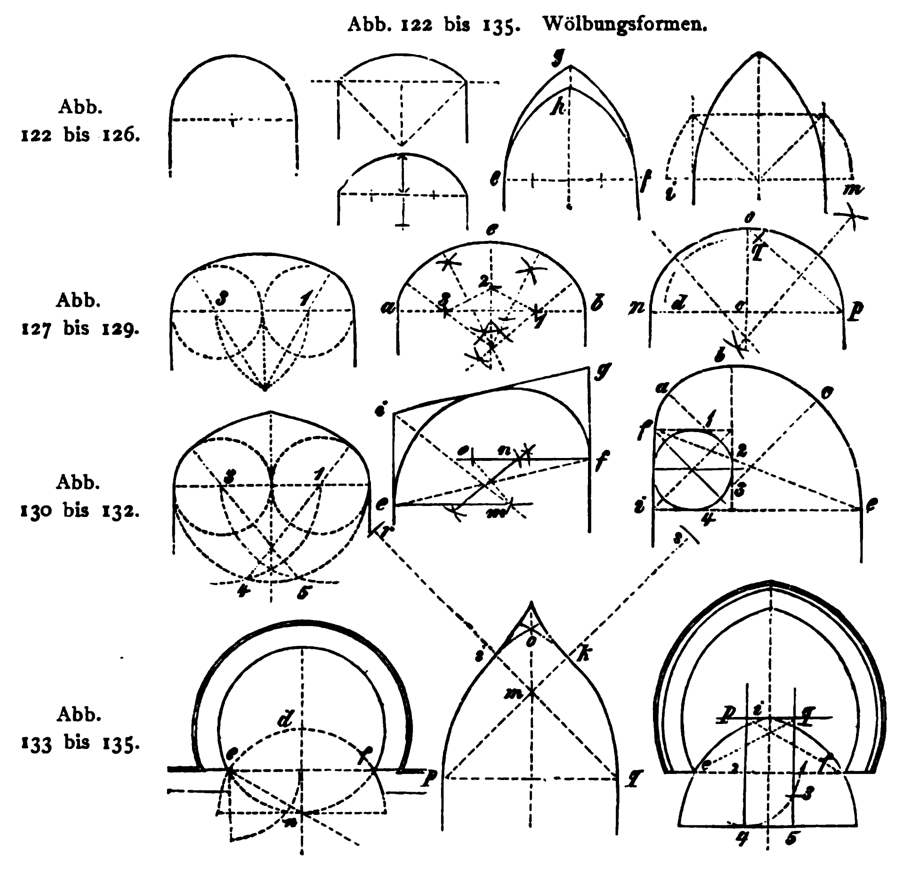
§ 42. Wölbungsformen. Benennung der Einzelteile von Bogen und Gewölben. Bei Bauausführungen kommt eine große Zahl von Wölbungsformen in Betracht; diesen liegen die geometrischen Bogenlinien zugrunde. Die gebräuchlichsten Formen sind: (s. Abb. 122 bis 135)[16]) Halbkreis- oder Rundbogen (Abb. 122),

---

[16]) Die Abb. 122 bis 135, 244 u. 421 bis 423 sind entnommen: OSCAR MOTHES »Illustriertem Baulexikon«. Bd. I u. IV, 3. Aufl., 1874 bzw. 1877.

Flacher- oder Stich-Bogen (Abb. 123), Hoher Stichbogen (Abb. 124), Spitzbogen (Abb. 125 u. 126), Korbbogen (Abb. 127 bis 129), Elliptischer Bogen,

Abb. 122 bis 135. Wölbungsformen.



Tudorbogen (Abb. 130), Einhüftiger Bogen (Abb. 131 u. 132), Hufeisenbogen (Abb. 133), Eselsrückenbogen (Abb. 134), Hufeisenspitzbogen (Abb. 135). Hierzu tritt der scheitrechte Bogen, dessen Unterkante eine gerade Linie ist (s. Abb. 149, S. 105).

Bei Wölbungskurven, die aus Teilen von Kreisbogen zusammengesetzt sind, erhalten die Wölbefugen die Richtung nach den Mittelpunkten der Krümmungsteile.

Die Wölbungsflächen sind Mantelteile von Zylinderkörpern (Abb. 136), Kegelkörpern (Abb. 137) und Sphärischen Körpern (Abb. 138 u. 139).

Abb. 136. Zylinderkörper. Abb. 137. Kegelkörper. Abb. 138 u. 139. Sphärische Körper.

Werden durch Zylinder- und Kegelkörper senkrechte und wagerechte Schnittebenen gelegt, so ergeben deren Durchschneidungen mit dem Körpermantel je eine gerade und eine gebogene Linie.

Bei den sphärischen Körpern dagegen ergeben die senkrechten und wagerechten Schnittebenen in den Durchschneidungen mit dem Mantel zwei gebogene Linien.

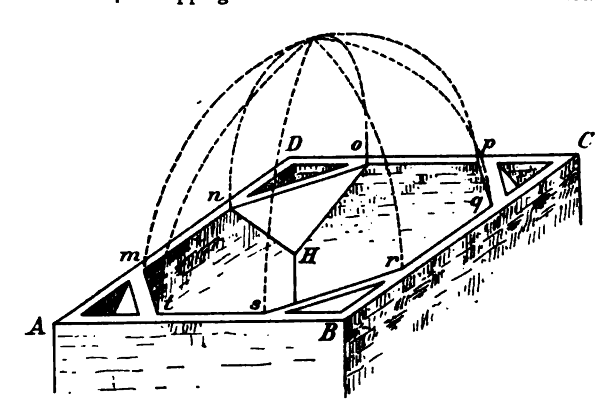
Die sphärischen Körper lassen sich als durch Umdrehung einer gebogenen Linie um eine Achse entstanden denken.

Diejenigen Gewölbearten, die im Baufache hauptsächlich Verwendung finden, bzw. auf denen zusammengesetzte Gewölbegattungen fußen, sind:

Tonnengewölbe, Klostergewölbe, Kuppelgewölbe im engeren und (Abb. 140) im weitern Sinn des Wortes, sowie Kreuzgewölbe.

Unter vollen Gewölben versteht man solche, bei denen die Pfeilhöhe (*ab* in Abb. 141) gleich der halben Gewölbespannweite (*ef*) ist; bei größerer Pfeilhöhe handelt es sich um überhöhte und bei kleinerer Pfeilhöhe um gedrückte Gewölbe, bzw. um Kappengewölbe (Tonnen-Kappengewölbe, Kugel-Kappengewölbe usw.). Des weitern unterscheidet man geschlossene und offene Gewölbe; bei ersteren ist der unterhalb der Gewölbe befindliche Gebäuderaum von den Gewölbe-Widerlagsmauern vollständig umschlossen, bei letzteren sitzen die Gewölbe auf Pfeilern und der überwölbte Gebäuderaum ist infolgedessen nach allen Seiten völlig offen.

Abb. 140. Kuppelgewölbe im weitern Sinne des Wortes.



Die Benennungen der Wölbungseinzelteile stimmen für Bogen und Gewölbe in entsprechender Weise überein; sie sind aus den Abb. 141 u. 142 ersichtlich.

§ 43. Verfahren zur Bestimmung der Stärke von Wölbungen und Widerlagern. Die Bestimmung der Stärken von Bogen und Gewölben und ihrer Widerlager, welche für die Festigkeit der Gebäude meistens von größter Wichtigkeit ist, kann auf drei Arten erfolgen.

Die erste Art gründet sich auf die Erfahrungsergebnisse bei den auf uns überkommenen Wölbungsbauten früherer Zeiten. Zu diesem Zweck ist eine große Anzahl von Beispielen der einzelnen Wölbegattungen — unter Berücksichtigung der Baumaterialien, in denen sie hergestellt sind — bezüglich Spannweite, Pfeilhöhe und Stärke der Wölbungsschale, sowie der Widerlager gemessen worden. Auf Grund solcher Aufnahmen konnten die Ergebnisse zusammengestellt und Durchschnittswerte der Stärken von Wölbungsschale und Widerlager für bestimmte Verhältnisse von Pfeilhöhe zur Spannweite der Wölbungen angegeben und als Richtschnur für ähnliche Anordnungen empfohlen werden. Für ganz einfache und oft wiederkehrende Wölbungsverhältnisse genügen tatsächlich solche Erfahrungsergebnisse. Im Folgenden sollen daher diese an betreffendem Platze mitgeteilt werden.

Die zweite Bestimmungsart der genannten Stärken gründet sich auf »Berechnung«. Unter Zuhilfenahme von physikalischen Apparaten ist im Anschluß an die Gesetze der Schwerkraft und Reibung eine vollständige Wissenschaft der »Theorie der

Wölbung« geschaffen worden. In der Praxis findet diese jedoch im Hinblick auf die Umständlichkeit ihrer Handhabung nur seltene Anwendung.

Die dritte Bestimmung beruht auf der »Graphischen Statik«, d. h. zeichnerisch-

Abb. 141 u. 142. Benennungen der Wölbungseinzelteile.

Abb. 141. Querschnitt.

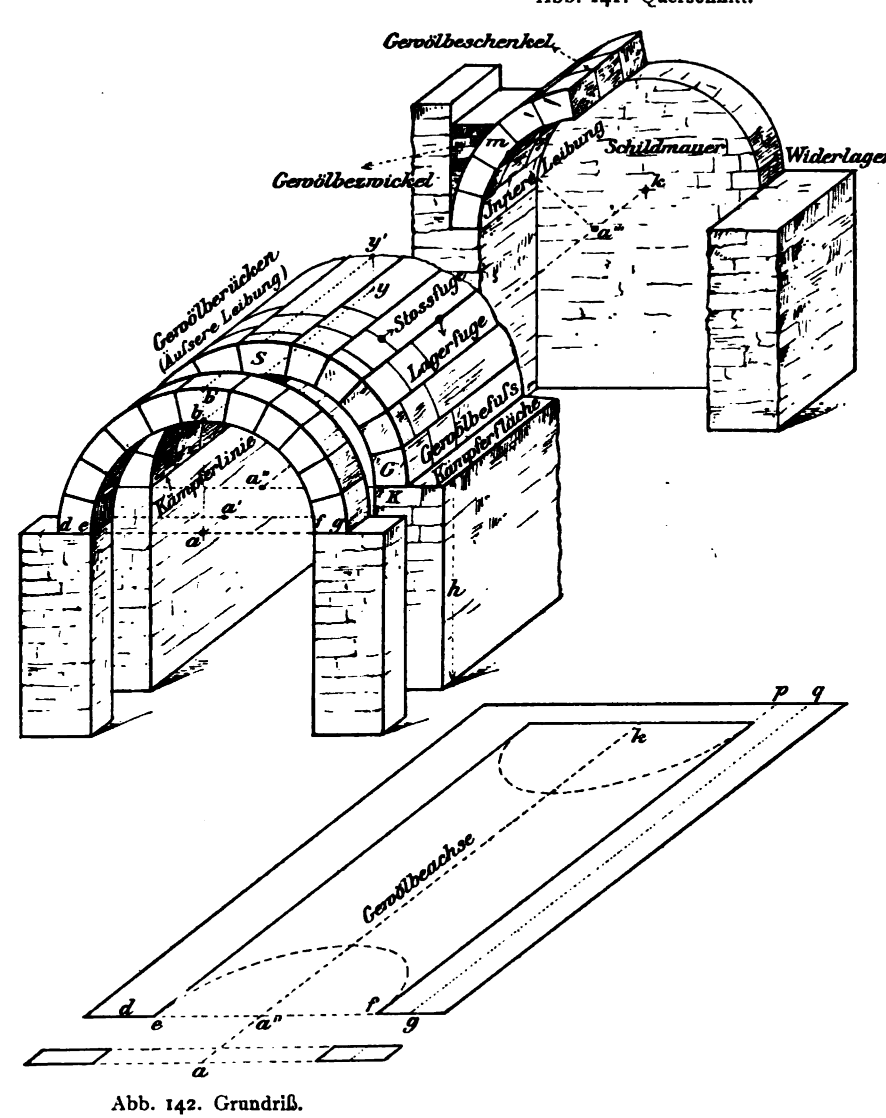


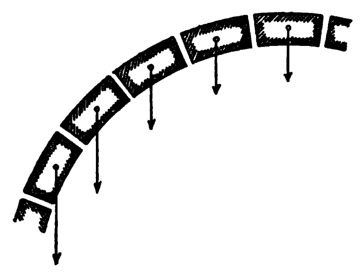
Abb. 142. Grundriß.

a Mittelpunkt des Wölbungsbogens. b u. b' Scheitelpunkte. by innere Scheitellinie. $b'y'$ äußere Scheitellinie. ab Pfeilhöhe oder Gewölbestich. ef Spann- oder Sprengweite. K Kämpfer. G Gewölbeanfänger. S Schlußstein. h Kämpferhöhe. ebf Bogen- oder Gewölblinie. $fgqp$ Gewölbefußfläche. $debfgb'd$ Bogen-(Gewölbe)-Stirn oder Haupt. bb' Bogen (Gewölbe)-Stärke.

bildliche Darstellung der Kräftewirkungen; sie wird heutzutage in der Praxis vielfach verwandt. Bei derselben werden die Kräftewirkungen bezüglich ihrer Lage und Richtung durch Pfeilstriche dargestellt, während zugleich die Länge des Pfeilstriches die Größe der Kraft angibt.

Die Kraftäußerung eines Wölbungsschnittes läßt sich nach Richtung und Größe aus Gewicht und Lage seiner einzelnen Wölbungssteine darstellen, indem zunächst das Gewicht jeden Steines einzeln bestimmt und zeichnerisch durch Richtung und Länge eines in seinem Schwerpunkt ansetzenden Pfeilstriches dargestellt wird (Abb. 143).

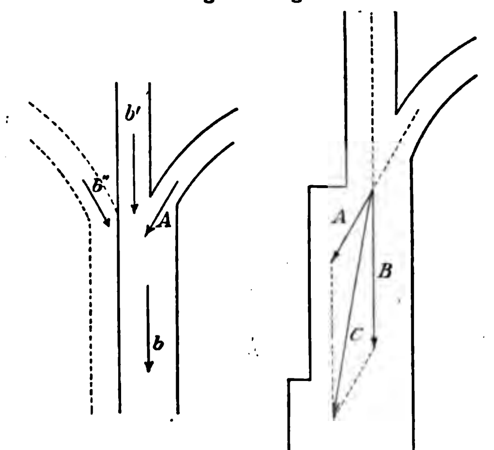
Abb. 143. Zeichnerische Darstellung der Kraftäußerung eines Wölbungsschnittes.



Des weiteren kommt hier das »Parallelogramm der Kräfte« mit der Diagonale als »Resultierende« (Mittelkraft) in Betracht, bzw. die Behandlung einer bekannten Kraft als eine »Resultierende« und deren Zerlegung in Einzelkräfte.

Hiernach läßt sich der Druck des Wölbungsschlußsteins auf die beiden Nebensteine angeben und schließlich — von Stein zu Stein weiterschreitend — die Richtung und Stärke des Schubes bestimmen, den die Wölbungsanfängersteine auf die Widerlager ausüben. Kommt bei der Wölbung nicht nur die Eigenlast, sondern auch noch eine Nutzlast in Betracht, so werden lediglich die zu berücksichtigenden Lasten sich größer gestalten, während das einzuschlagende Verfahren keine Änderung erleidet. Die Bestimmung der Stärke der Wölbungsschale ergibt sich, indem man zunächst für den Schlußstein die Stärke annimmt im Hinblick auf die notwendige Steinstärke des betreffenden Steinmaterials an sich, bzw. zugleich unter Berücksichtigung einer Nutzlast; für jeden folgenden Stein gilt das Gleiche plus der Last, die er vom Gewölbescheitel aus empfängt.

Abb. 144 u. 145. Bestimmung der Stärke des Wölbungswiderlagers.



A Gewölbeschub. b Eigengewicht des Widerlagers. b' Gewicht einer oberen Mauer. b'' Schub eines Gegengewölbes.

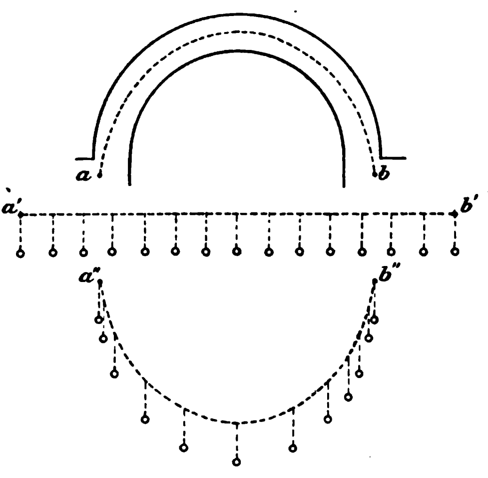
Für Bestimmung der Stärke des Wölbungswiderlagers (Abb. 144 u. 145), kommt, neben der Belastung durch den Gewölbeschub (A), die Schwere des Widerlagers selbst in Betracht. Man hat deshalb — wie in § 37 bei Berechnung der Mauersohle — zunächst eine beliebige Widerlagerstärke anzunehmen und für diesen Widerlager-Mauerkörper das Gewicht festzustellen. Dieses Gewicht (b) wird unter Umständen vermehrt durch eine Mauerlast (b') oder auch noch durch einen Gewölbegegenschub (b''). Die Lastwirkung $b + b' + b''$ ergeben die Kraft B und aus A und B erhält man, nach Abb. 145, die Resultierende C. Diese muß nun zur Erzielung der notwendigen Widerlagerstärke vollständig im Widerlagskörper eingebettet sein und darf — auch wenn der Widerlagskörper, um Mauerwerk zu sparen, abgetreppt ist — nirgends zu nahe an dessen Außenfläche treten.

Ausführliches über »Gewölbetheorie« ist enthalten in »Handbuch der Architektur«, I. Teil, I. Band, 2. Hälfte, sowie in »Lehrbuch des Tiefbaues«, herausgegeben von ESSELBORN. III. Aufl., Leipzig 1908«.

§ 44. Ergebnisse der Wölbungstheorie. Bruchfugen bei den verschiedenen Wölbungsformen. Bei einer Wölbungsform entsprechend Abb. 144 gestaltet sich die Kurve, in der die Gewölbeschubkraft wirkt, entsprechend Abb. 146.

Dieselbe läßt sich auch körperlich feststellen, wenn eine Schnur oder Kette entsprechend der Länge dieser gekrümmten Linie (a, b) ausgestreckt wird und an ihr in Entfernungen, die gleich den Abständen der Schwerpunkte der einzelnen Wölbesteine sind, Körper befestigt werden, deren Gewicht je demjenigen der einzelnen Wölbesteine entspricht (Abb. 147). Werden nun die Endpunkte der Schnur oder Kette auf die Kämpferpunkte a und b gehalten, so nimmt sie die Gestalt eines nach abwärts gerichteten parabolischen Bogens an (Abb. 148). Dieses Verfahren (Anwendung der Kettenlinie) empfiehlt sich als Probe für die Richtigkeit eines Entwurfes für »Wölbung«; hierbei wird die Zeichnung umgedreht und die Kettenlinie auf diese gelegt.

Abb. 146 bis 148.
Kurve der Gewölbeschubkraft.



Sowohl aus Rechnung und graphostatischer Behandlung, als auch aus der Anwendung der Kettenlinie ergibt sich die Erkenntnis, daß die Druckparabel um so flacher wird, je niedriger die Pfeilhöhe der Wölbung im Verhältnis zu ihrer Spannweite ist; dementsprechend wächst der Gewölbeschub mit Verkleinerung der Wölbungspfeilhöhe und mit ihm die Notwendigkeit für Vergrößerung des Widerlager-Widerstandes, sowie für Verstärkung der Wölbeschale an ihren Anfängen.

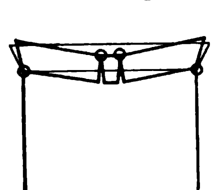


Abb. 149. Bruchfugen bei der scheitrechten Wölbung.

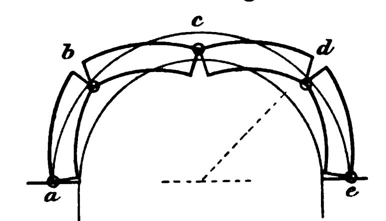


Abb. 150. Bruchfugen bei der Halbkreiswölbung.

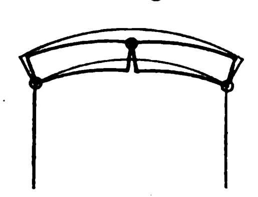


Abb. 151. Bruchfugen bei der Stichwölbung.

Um an Mauerwerk des Widerlagers zu sparen wird man besorgt sein, den Wölbeschub so gering wie möglich zu gestalten und daher in allen Fällen, in denen Wölbungen keine Nutzlast aufzunehmen haben, dieselben in tunlichst leichtem Material herstellen. Bezüglich der Widerlager selbst ist Sorge zu tragen, daß diese ein recht großes Gewicht erhalten. Sie sind deshalb in schwerem Material herzustellen und zu belasten, was, entsprechend Abb. 144 u. 145, durch Mauerwerk oder durch Wölbungsgegendruck erfolgen kann. Oftmals wird auch zu Verankerungen gegriffen, s. § 46.

Abb. 152. Bruchfugen bei der Spitzenbogenwölbung.



Je nach den Wölbungsformen werden sich beim Einsturz von Wölbungsausführungen zunächst an gewissen Stellen die Wölbefugen öffnen; man nennt diese die »Bruchfugen«.

Bei der am wenigsten tragfähigen Wölbung, der »scheitrechten«, entstehen die Bruchfugen entsprechend Abb. 149; die Zerstörung der Halbkreiswölbung erfolgt nach Abb. 150, die der Stichwölbung nach Abb. 151 und die der Spitzbogenwölbung nach Abb. 152.

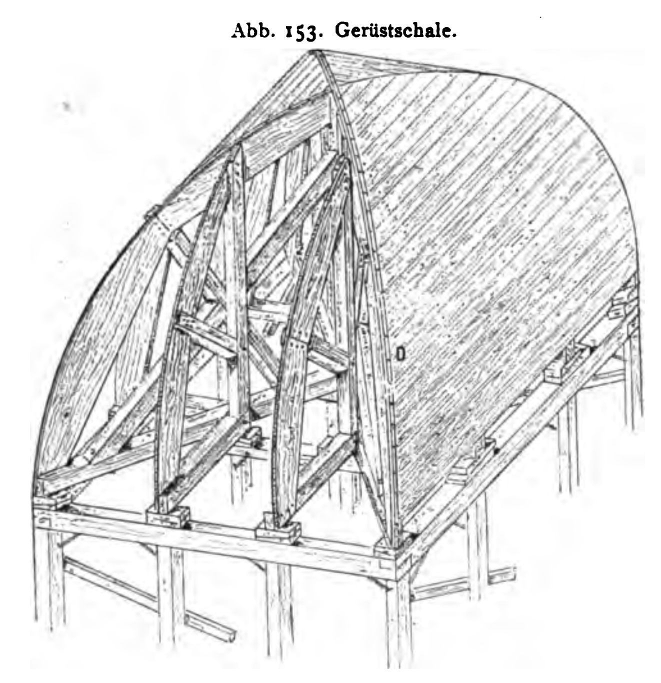
Hieraus geht hervor, daß eine Belastung von Wölbungen im Scheitel bei Spitzbogenwölbungen für deren Standfestigkeit günstig, den anderen genannten Wölbungsarten aber nachteilig ist und zwar um so mehr, je flacher diese Wölbungen gestaltet sind.

B. Hilfsmittel bei Ausführung von Wölbungen.

1. Bei Herstellung von Bogen und Gewölben.

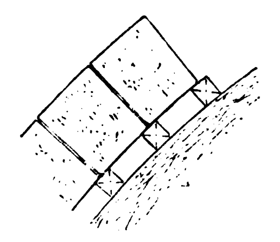
§ 45. Gerüste und zeichnerische Hilfskonstruktionen. Die Herstellung von Gewölben erfolgt vielfach auf einer Gerüstschale aus Brettern, die auf Gerüstbogen, aufgestellt in Abständen von etwa 1 m, ruhen; die äußere Umrißlinie der Bogen entspricht der gewählten Wölbungsform. Diese Gerüstbogen sind gewöhnlich durch Holzgerüste unterfangen (Abb. 153).[17] Je gekrümmter die Wölbungsform ist, um so schmäler sind die zu verwendenden Schaldielen zu wählen, bzw. kommen Latten zur Benutzung. Letztere empfehlen sich auch für Wölbungen in Quadern, wobei die Stoßfugen auf den Latten (Abb. 154), oder besser zwischen diesen (Abb. 155) angeordnet werden, damit sie von unten sichtbar sind. Die Gerüstbogen werden aus doppelten oder dreifachen, im Verband aneinander genagelten Brettern von 2,5 oder 3 cm Dicke hergestellt (Abb. 156).

Abb. 153. Gerüstschale.



Um die äußere Umrißlinie der Gerüstbogen herzustellen, wird der

Abb. 154 u. 155. Latten zur Unterstützung von Gewölbquadern.



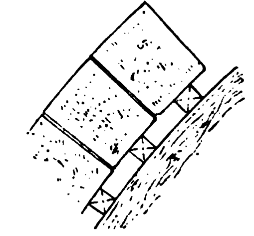
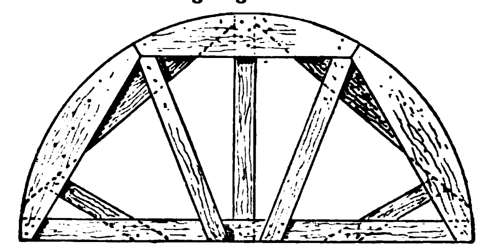


Abb. 156. Gerüstbogen aus doppelten aufeinander genagelten Brettern.



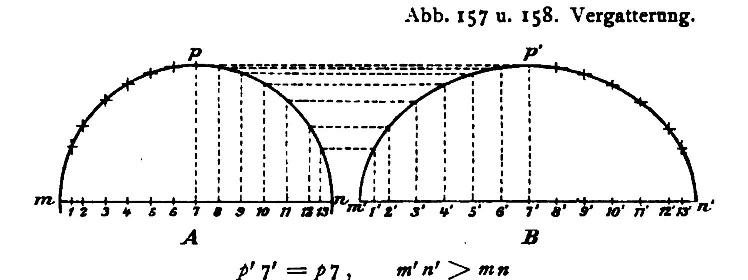
[17]) Die Abb. 153 bis 156, 159 bis 161, 207, 245, 247 bis 250, 252 bis 255, 280 bis 288, 292 bis 295, 304 bis 306, 310 bis 311, 325, 326, 328 bis 330, 341 bis 344, 414 bis 418 u. 430 bis 435 sind entnommen dem »Handbuch der Architektur«, III. Teil, 2. Bd., Heft 3b: »Gewölbedecken« von Geh. Hofrat Prof. CARL KÖRNER, 2. Aufl., Stuttgart 1901.

Gewölbequerschnitt in natürlicher Größe auf einem »Reißboden« »aufgerissen«. Die hierfür erforderliche Zeichnungsunterlage auf Papier wird, wenn die Wölbungsform eine verwickelte Kurve bildet, in möglichst großem Maßstab hergestellt und nach dem Koordinatensystem auf den Reißboden in die natürliche Größe übertragen, d. h. man überzieht die Zeichnung mit einem Netz von wagerechten und senkrechten Linien, das unter entsprechender Vergrößerung auf den Reißboden übertragen wird. Nunmehr ist es ein leichtes, die für Darstellung der Kurve in natürlicher Größe benötigten Punkte ebenfalls zu übertragen.

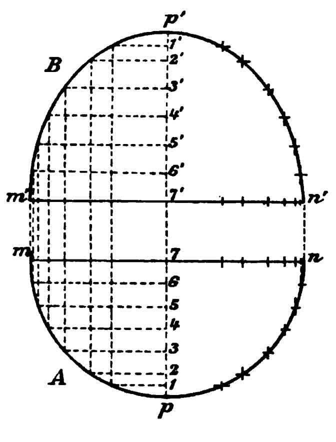
Einfacher gestaltet sich die Zeichnung der Wölbungskurve auf dem Reißboden, wenn es sich nicht um aus freier Hand entworfene Bogenlinien handelt, sondern um Formen, die aus Zirkelschlägen zusammengesetzt sind. In diesem Falle sind die Mittelpunkte für die Kreislinien der einzelnen Bogenteile auf den Reißboden zu übertragen, von denen aus dann vermittels Schnüren oder Latten die betreffenden Kurventeile aufgerissen werden.

Handelt es sich um Ableitung von Bogenformen aus gegebenen Bogenlinien, so wird die Methode der Vergatterung angewendet. Durchdringen sich beispielsweise zwei

Abb. 157 u. 158. Vergatterung.



$p'7' = p7, \quad m'n' > mn$



$p'7' > p7, \quad m'n' = mn$

gleich große Halbkreistonnen, so ergeben sich zwei unter sich gleiche elliptische Diagonalbogen. Zur Bestimmung dieser Kurve teilt man den Durchmesser des Halbkreises (Abb. 157) in eine beliebige Anzahl gleicher Teile und die — ihrer Länge nach bekannte — Längsachse der zu konstruierenden Ellipse in die nämliche Anzahl auch unter sich gleicher Teile; dann errichtet man in den beiden Figuren auf den Linien mn und $m'n'$ in den Teilungspunkten Senkrechte. Die in der linken Figur sich ergebenden Höhenpunkte der Halbkreislinie über dem Durchmesser werden auf die entsprechenden Senkrechten der Figur rechts übertragen und liefern die notwendigen Anhaltspunkte für die gesuchte entsprechende Ellipsenkurve. In diesem Falle ist eine gleiche Höhe der beiden Kurven angenommen.

Handelt es sich um eine Veränderung der Höhe der Kurven bei gleicher Breite derselben, so ist nach Abb. 158 zu verfahren. Soll aus einem Bogen mit wagerechter Achse ein solcher mit geneigter Achse entwickelt werden, so wird ebenfalls nach demselben System verfahren.

Bei Aufstellung der Gerüste unter den Lehrbogen ist mit der Schwierigkeit zu rechnen, diese nach Gebrauch in solcher Weise wieder zu entfernen, daß keine ungleichen Setzungen im Gewölbe entstehen. Theoretisch genommen, sollte das Gerüst stehen bleiben, bis der Mörtel vollständig abgebunden hat; praktisch ist solches aber meistens nicht durchführbar und deshalb wird jede Wölbung (Bogen oder Gewölbe) sich »setzen«, indem seine eigene Last den Mörtel der Fugen zusammenpreßt, ebenso wie es bei der Aufführung von Mauern der Fall ist. Bei ungleichem Setzen eines Gewölbes

liegt aber die Gefahr vor, daß bei Verbreiterung einer Wölbefuge die über dieser befindlichen Steine infolge ihres Eigengewichtes aus dem Gewölbe herausrutschen und unter Umständen herausfallen. Ein zu frühes Entfernen des Gerüstes hat auch schon in vielen Fällen den Einsturz einer Wölbung verursacht. Bei Gewölben darf, je nach deren Größe und der Art der verwendeten Baumaterialien, sowie nach Güte der Ausführung, nicht vor vier Tagen bis zu vier Wochen »ausgerüstet« oder »ausgeschalt« werden. Je weniger Zeit ein Gerüst unter einem Gewölbe verbleiben soll, um so besser muß die Gewölbe-Ausführung sein; auch empfiehlt es sich unter Umständen die Gewölbefugen um so enger zu halten.

Im Hinblick auf eine durchgängig gleichmäßige Entfernung des Gerüstes, werden die Lehrbogen oder die Pfosten, auf denen die, die Lehrbogen tragenden, Pfetten ruhen, auf

Abb. 159. Hartholzkeile.

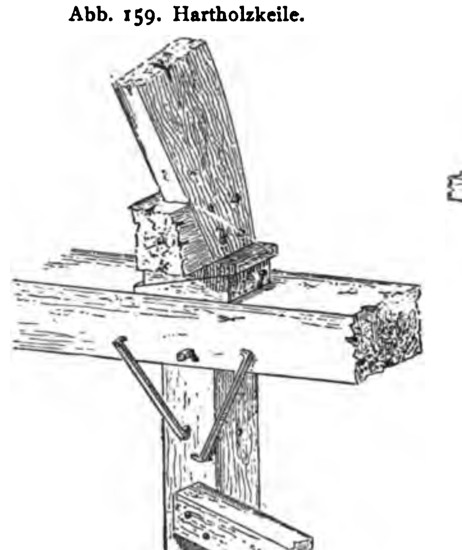


Abb. 160. Die Rutsche.

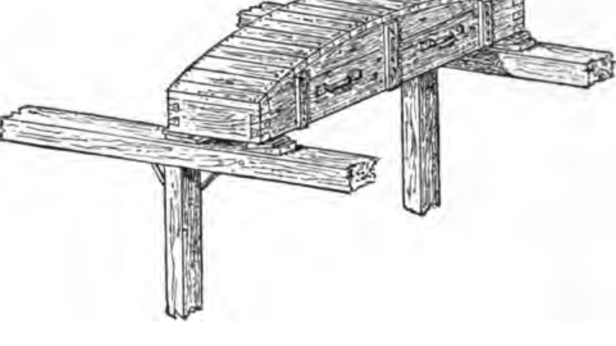
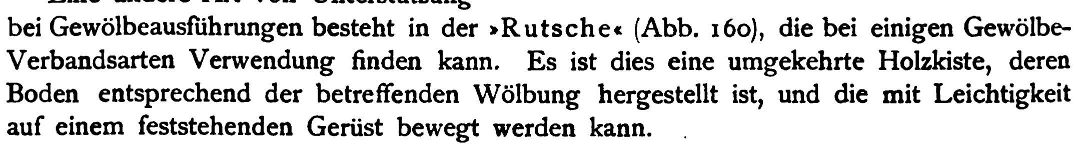


Abb. 161. Herstellung von Gewölben ohne Gerüst.



Hartholzkeile gestellt (Abb. 159), die dann, an möglichst vielen Punkten gleichzeitig, langsam entfernt werden oder man verwendet als Zwischenunterlage mit Sand gefüllte Säcke, Töpfe oder Kästen, bei denen man für die Niedersenkung des Gerüstes den Sand langsam auslaufen läßt. In anderen Fällen werden besondere Schraubenwinden aufgestellt.

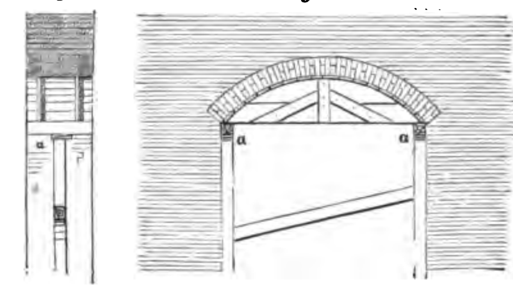
Eine andere Art von Unterstützung bei Gewölbeausführungen besteht in der »Rutsche« (Abb. 160), die bei einigen Gewölbe-Verbandsarten Verwendung finden kann. Es ist dies eine umgekehrte Holzkiste, deren Boden entsprechend der betreffenden Wölbung hergestellt ist, und die mit Leichtigkeit auf einem feststehenden Gerüst bewegt werden kann.

Bei gewissen, einfachen Wölbungsformen ist es möglich, die Gewölbe ohne Gerüste »freihändig« auszuführen. Hierbei müssen die einzelnen Wölbesteine in ihrem Mörtelbett nicht nur auf die unter ihnen befindlichen Steine gedrückt, sondern auch zunächst

in dieser Lage festgehalten werden, bis der Mörtel wenigstens einigermaßen abgebunden hat. Hierfür bedient man sich einer Schnur mit Gewicht (Abb. 161).

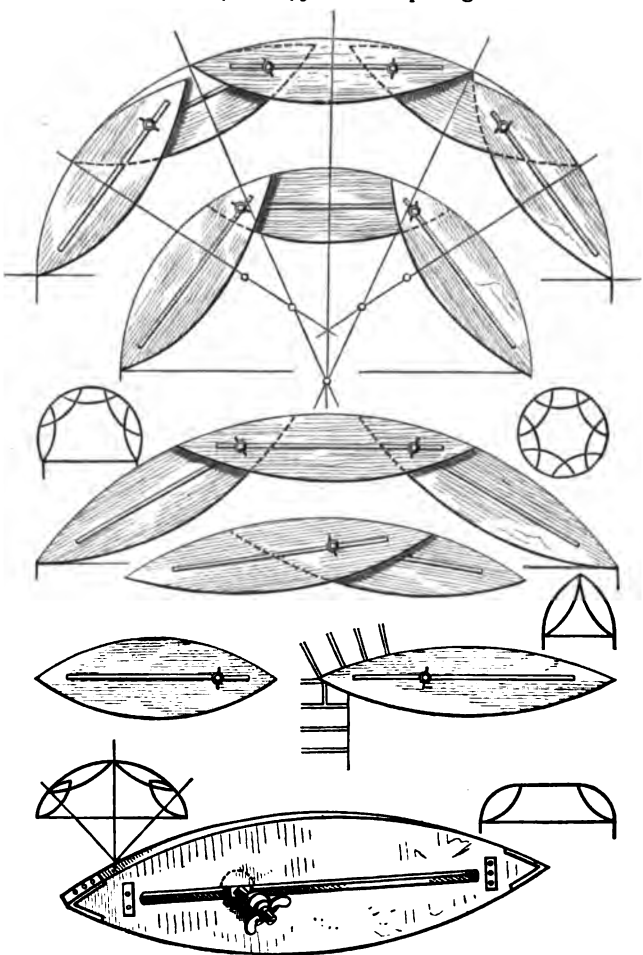
Abb. 162 u. 163. Lehrbogen.

Abb. 162. Querschnitt. Abb. 163. Ansicht.



Einfacher als bei Gewölben gestaltet sich die Herstellung der Wölbung bei Bogen. Handelt es sich um bedeutende Leibungsstärken und um große Spannweiten, so bedient man sich auch hier hölzerner Lehrbogen, die jedoch meist nur aus einer Lage Bretter bestehen, die durch aufgenagelte Latten zusammengehalten werden (Abb. 162 u. 163).[18]) Bei noch einfacheren Verhältnissen und geringen Wölbungs-Pfeilhöhen wird die Aufstellung zweier einfacher Bretter genügen, deren obere Kante nach der Wölbungskurve geschnitten ist. Wenn nötig werden über diese Bretter Lattenstücke gelegt (s. Abb. 237, S. 120).

Abb. 164 bis 175. Patent-Sparbogen.



Mauer-Entlastungsbogen über hölzernen Türgestellen erhalten mancherorts Lehrbogen aus zugehauenen Backsteinen, über die eine etwa 2 cm dicke Schicht Sand gestrichen wird, die dann nach Abbinden des Bogenmörtels zu entfernen ist. Die Backsteine verbleiben an ihrem Platz; an diese wird später der Mauerverputz angetragen. Gegen diese Konstruktion ist als solche nichts einzuwenden, doch besteht erfahrungsgemäß die Gefahr, daß die Entfernung des Sandes unterbleibt; alsdann wird der Bogen nur einen Teil seiner Eigen- und seiner Nutzlast durch Schub seitwärts abgeben, während der andere Teil als Druck auf das Türgestell wirkt.

Bei Verwendung hölzerner Lehrbogen ist ein Belassen derselben unter dem Entlastungsbogen nicht zu befürchten. Zur Ausfüllung des dann entstandenen Hohlraumes, sowie im Hinblick auf Anbringung des Wandputzes, ist der Raum zwischen Türgestell und Mauerbogen nachträglich in der

[18]) Die Abb. 162, 163, 216 bis 220 u. 270 sind entnommen: RUDOLPH GOTTGETREU, »Lehrbuch der Hochbau-Konstruktionen«, I. Teil, Berlin 1880.

Weise auszufüllen, daß zwischen der Füllung und dem Mauerbogen ein kleiner Hohlraum verbleibt, der Hohlfuge genannt wird, s. Abb. 209 u. 210, S. 116.

Eine praktische Neuerung für Lehrbogen ist im »Patent Sparbogen« geboten (Abb. 164 bis 175),[19] dessen Benutzung aus vorstehenden Abbildungen ohne besondere Erläuterung erhellen dürfte.

2. Zur Unterstützung des Bestandes von Bogen und Gewölben.

§ 46. Verankerungen. Soll an der Stärke von Wölbungswiderlagern gespart werden, so läßt sich bei Bogen und Gewölben durch Einziehung von Gewölbeankern der Wölbungsschub auf dieselben wesentlich verringern. Solche Anker wurden in alten Zeiten und bis in das späte Mittelalter, auch noch darüber hinaus, vielfach in Holz ausgeführt; doch hat sich solches aus nahe liegenden Gründen nicht bewährt. Neuerdings werden diese Anker aus Eisen hergestellt und zwar in Eisenstangen mit rundem Querschnitt, wo es sich um deren Beanspruchung auf Zug handelt, und in |-, T-, I-, [-Eisen bei Inanspruchnahme auf Zerknickung.

Abb. 176. Gewölbeanker.

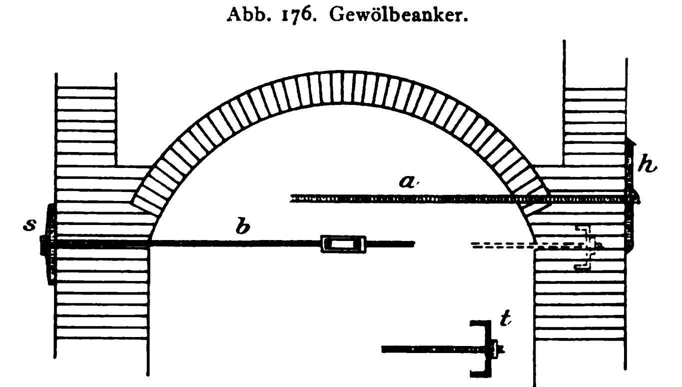
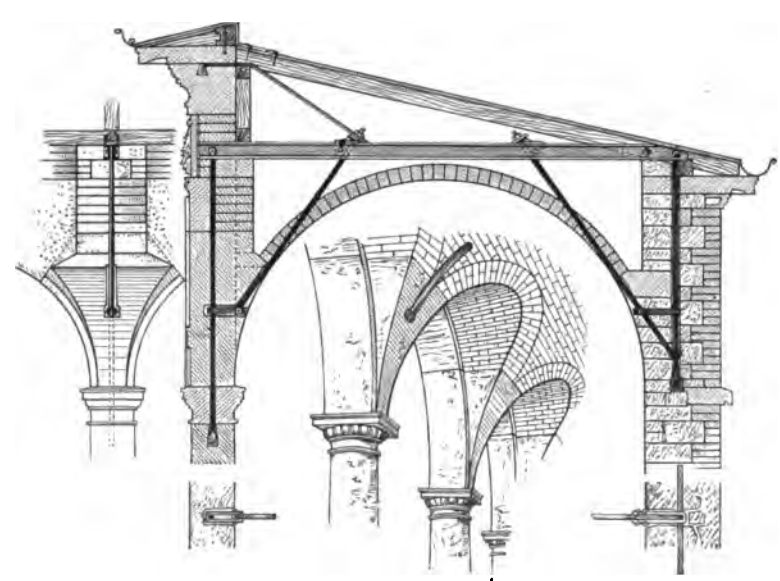


Abb. 177 bis 179. Verdeckte eiserne Verankerung in der Friedhofsanlage zu Karlsruhe. Architekt: Dr. Durm.



Die für die beabsichtigte »zusammenfassende« Wirkung der Anker zweckmäßigste Höhenlage (s. Abb. 176) ist bei den am häufigsten in Betracht kommenden Wölbungsarten die Kämpferhöhe (Anker *b*), bzw. der Horizont oberhalb der Widerlager-Vorkragung (Anker *a*). Die Ankerschließen beläßt man entweder außen sichtbar am Mauerwerk (Abb. 176 bei *h*), oder fügt sie in einen Mauerschlitz ein, so daß schließlich »Wandputz« über dieselben greifen kann. In anderen Fällen werden sie vollständig in Mauerwerk eingebettet oder in

[19]) Die Abb. 164 bis 175, 177 bis 179, 212 bis 215, 251, 256 bis 268, 277, 289 bis 291, 307 bis 309, 322 bis 324, 374, 380 bis 384, 393, 394, 407 bis 410, 426 bis 429 u. 458 bis 462 sind entnommen: G. A. Breymann, »Allgemeine Baukonstruktionslehre«, I. Bd., 7. Aufl., Leipzig 1903, bearbeitet von Oberbaurat Prof. Dr. Warth.

durchlochte Hausteine eingesteckt. Statt der »Schließen« finden auch »Kopfplatten« (Abb. 176 bei *s*) oder [-Eisen (Abb. 176 bei *t*) Verwendung.

Solche eiserne Verankerungen spielen beispielsweise in der italienischen Spätgothik und Renaissance eine große Rolle (Abb. 180 u. 181).[20]) Auch heutigen Tages werden sie sehr häufig angewendet, wobei als Neuerung der gelegentliche Gebrauch von »Spannschrauben« hinzugetreten ist (Abb. 176 bei *b*).

Vielfach werden die Hilfskonstruktionen verborgen. Wie die Abb. 177 bis 179 zeigen,

Abb. 180 u. 181. Gewölbeanker.

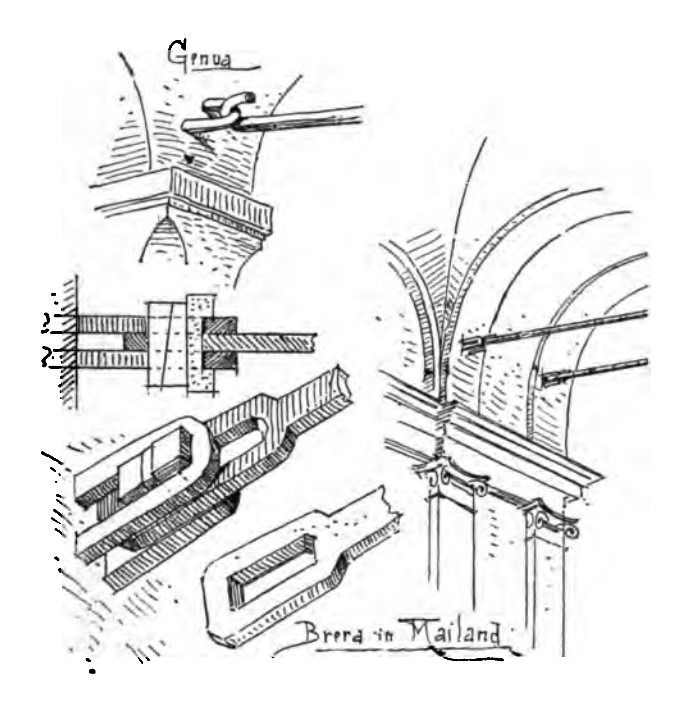
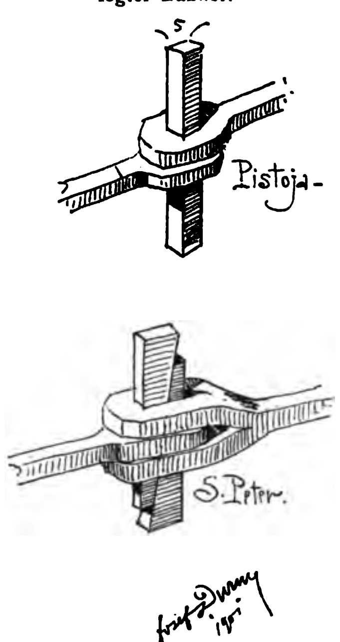


Abb. 182 u. 183. Verbindung der Teile eiserner, um Gewölbe gelegter Bänder.



erfordern diese in solchem Falle einen weit größeren Aufwand an Material und Arbeit als die einfachen Zugstangen und werden die Kraftwirkung der letzteren kaum erreichen; doch wird es auf solche Weise möglich, die oft in künstlerischer Beziehung sehr störenden sichtbaren Zugstangen zu vermeiden.

Werden eiserne Bänder in oder um Gewölbeschalen gelegt, so sind ihre Einzelteile in sicherer Weise zu verbinden; es kann solches entsprechend den Abb. 182 u. 183 erfolgen.

C. Bogen.

§ 47. Allgemeines. Bei Mauerbogen kommen hinsichtlich ihres Querschnittes hauptsächlich die in den Abb. 184 bis 189 dargestellten Formen in Betracht. Bei Abb. 184 reicht der Bogen nicht durch die ganze Mauerdicke (Flachnische, Blendbogen), bei Abb. 187 u. 190 ist dieses der Fall. Der für die Ausführung solcher Bogen zu wählende »Verband« ist derselbe wie bei freistehenden Pfeilern (s. Abb. 78 bis 93, S. 85).

[20]) Die Abb. 180 bis 183, 192 u. 347 bis 349 sind entnommen: dem »Handbuch der Architektur«, II. Teil, 5. Bd.: »Die Baukunst der Renaissance in Italien« von Geheimrat Prof. Dr. DURM, Stuttgart 1903.

Bei Herstellung von Bogen nach der Querschnittsform der Abb. 189 u. 191 werden entweder die Wölbungssteine vor Ausführung des Bogens, unter Berücksichtigung des Vorsprungs, bzw. der Vertiefung, passend zubehauen oder der Bogen wird aus zwei nebeneinander liegenden Ringteilen gebildet (s. Abb. 211, S. 117). Die erste Art kommt bei kleinen Verhältnissen und namentlich bei Verwendung von Bruchsteinmaterial zur Anwendung, die zweite ist die bessere. Wenn bei Bogen in Backsteinen der vorspringende Absatz (Abb. 189) oder der einspringende Absatz (Abb. 191), genau eine halbe Backsteinlänge beträgt, so kann bei geeigneten Höhen- und Tiefenmaßen des Bogenquerschnitts der Bogen auch ohne Verhau und ohne Scheidung in zwei Ringe, in gutem Verband hergestellt werden.

Abb. 184 u. 185. Nicht durch die ganze Mauerdicke reichender Mauerbogen.

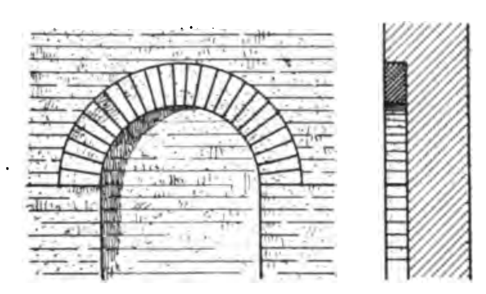


Abb. 186 bis 189. Durch die ganze Mauerdicke reichender Mauerbogen.

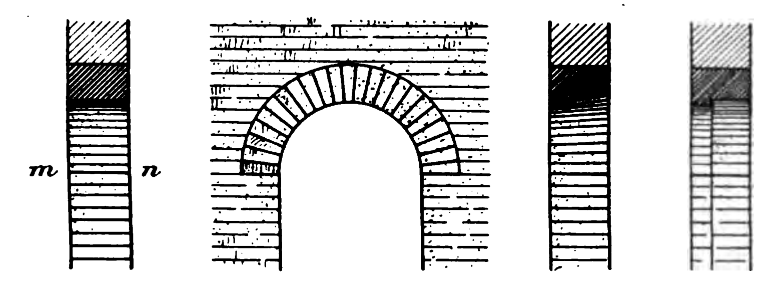
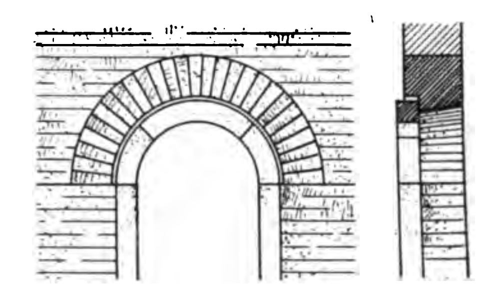


Abb. 190 u. 191. Mauerbogen mit einspringendem Absatz.



Erhält bei Mauerbogen die untere Leibung einen gelinden Anstieg (Abb. 188 u. 191), so wird auch hier der Bogen nach vorhergehendem, entsprechend geringem Behau der Steine ausgeführt.

Für Bestimmung der Bogen- und Widerlagerstärke werden im allgemeinen folgende Erfahrungsmaße verwendet:

Bogen.

Bei der Spannweite	halbkreisförmig	überhöht	gedrückt bis zu $\frac{1}{8}$ Pfeilhöhe
bis nahezu 1,75 m	1 Stein	$\frac{1}{2}$ Stein	$1\frac{1}{2}$ Stein
von 2 bis 3 m	$1\frac{1}{2}$ »	1 »	$1\frac{1}{2}$ bis 2 Steine
» 3,5 bis 5,75 m	2 »	$1\frac{1}{2}$ »	2 bis $2\frac{1}{2}$ »
» 6 bis 8,5 m	$2\frac{1}{2}$ »	$1\frac{1}{2}$ bis 2 Steine	$2\frac{1}{2}$ bis 3 »

Widerlager.

Bei Rundbogen $\frac{1}{4}$ der Spannweite,
» überhöhten oder Spitzbogen $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{6}$ der Spannweite,
» gedrückten bis zu $\frac{1}{8}$ Pfeilhöhe $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ der Spannweite,
» Segmentbogen bis $\frac{1}{2}$ Pfeilhöhe $\frac{1}{2}$ der Spannweite,
» scheitrechten Bogen $\frac{2}{3}$ der Spannweite.

Entsprechend Abb. 226, S. 119 werden bei Bogen unter Umständen »Keilsteine« verwendet; handelt es sich hierbei nicht um Formsteine, sondern um zubehauene Normal-Backsteine, so empfiehlt es sich, dieselben nicht weitergehend zu behauen als bis deren Spitze etwa noch 43 mm mißt. Hierdurch bestimmt sich das Mindestmaß des Halbmessers für entsprechende Backsteinbogen, nämlich:

bei $\frac{1}{2}$ Stein Stärke zu 25,1 cm,
» 1 » » » 53,3 cm und
» $1\frac{1}{2}$ » » » 79,6 cm.

Für Flachbogen, die nach Abb. 227, S. 119 mit Normalsteinen hergestellt sind, ergibt sich als kleinstes Maß für die entsprechenden Bogenhalbmesser:

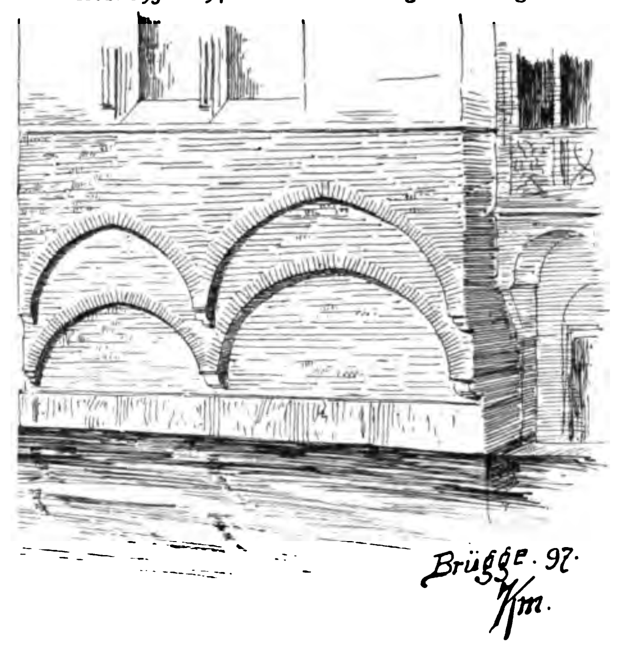
bei 1 Stein Stärke zu 2,416 m,
» $1\frac{1}{2}$ » » » 3,671 m und
» 2 » » » 4,930 m.

Abb. 192. Bauernhaus zu Porrena.



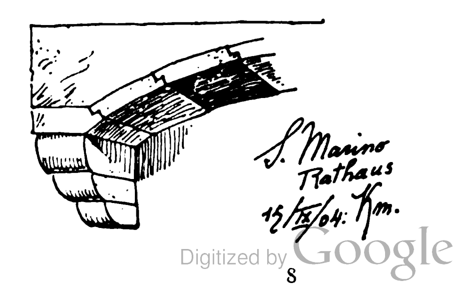
Bezüglich der Anlage von Bogen sind zu unterscheiden: solche, die gewissermaßen selbständig dastehen und solche, die mehr oder weniger sich in Mauern befinden; bei letzteren haben wir wieder getrennt zu betrachten: Bogen als sichtbare Fassaden-Architekturglieder, und Bogen als Hilfskonstruktionen.

Abb. 193 u. 194. Den Mauern vorgesetzte Bogen.



§ 48. Selbständige Bogen.

In erster Linie sind hier Prunkbauten zu nennen, wie Triumphpforten und dgl.; diese sind meistens in mächtigen Quadern errichtet und bringen den Bogen als Kunstform zur Geltung. Ferner kommen hier Bogen in Betracht, die, wenn sie auch einem konstruktiven Zwecke dienen, doch frei sichtbar dastehen, wie Bogen unter Treppenläufen (ähnlich wie bei Abb. 207, S. 116), Bogen bei Laubengängen (Arkaden), Hallen, Loggien, Veranden, Korridoren um Treppenhäuser u. dgl. Sollen solche Bogen nicht zwischen Mauerkörpern, sondern freistehend errichtet werden, und erfolgt ihre Unterfangung nicht durch breite Pfeiler, sondern durch



Säulen, so werden »Zugstangen« als Hilfskonstruktionen kaum zu umgehen sein (Abb. 192).

Freistehende Bogen können durch besondere Art der Zusammenfügung zu einem Traggerippe für Gewölbeschalen werden, wie bei den Kreuzgewölben unter E, 6, § 78 zur Besprechung gelangen soll. Des weiteren finden selbständige Bogen im Bauwesen Verwendung bei Fundamenten, s. I. Kapitel: Grundbau.

Den Übergang von selbständigen Bogen zu solchen, die im Zusammenhang mit Gebäudemauern stehen, bieten Bogen entsprechend den Abb. 193 u. 194; sie sind den Mauern vorgesetzt und greifen zugleich mehr oder weniger in diese ein.

§ 49. Bogen in Gebäudemauern als sichtbare Architekturglieder.

Dergleichen Bogen — in ihren mannigfaltigen Formen — können als Verblendungen

Abb. 195. Scheitrechte Bogen.



an Mauern auftreten, entsprechend Abb. 184, oder durch die ganze Tiefe der Mauern reichen wie in Abb. 187, S. 112.

a) **Scheitrechte Bogen.** Stehen für Hausteinfassaden keine Werksteine von bedeutenden Abmessungen zur Verfügung, so muß, wie Abb. 195 [21]) zeigt, als Aushilfe zur Anwendung von scheitrechten Bogen gegriffen werden. Hier erblicken wir über der Fensteröffnung einen solchen und über diesem noch drei weitere »scheitrechte Bogen«. In solchem Fall ist es Regel, zwischen den Bogenschichten »Hohlfugen« anzuordnen, damit jeder Bogen nur sich selbst zu tragen hat. Weiter empfiehlt es sich, um gefährlich-spitze Winkel an den einzelnen Bogensteinen zu vermeiden die Wölbungsfugen ent-

[21]) Die Abb. 195 ist entnommen: PAUL JOHANNES RÉE, »Nürnberg«, Leipzig und Berlin 1900.

sprechend der Darstellung in Abb. 196 zu gestalten. Die Widerlager sind nach Abb. 196 oder nach Abb. 197 zu bilden. Letztere, hakenförmige Form ist weniger zu empfehlen, da Hakensteine bei *d* . . . *a* leicht brechen können; je weniger zuverlässig das Gesteinsmaterial derselben ist, um so kürzer wird die Hakenausladung (*d*...*c*) und um so länger die

Abb. 196. Wölbungsfugen zur Vermeidung spitzer Winkel an den Steinen.

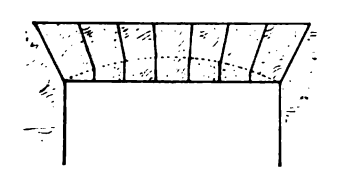


Abb. 197. Metalleinlagen als Ersatz des Verbandes der Wölbsteine.

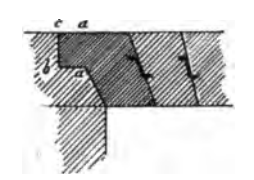
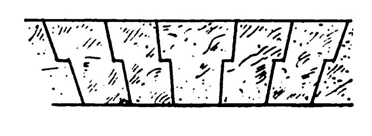


Abb. 198. Hakenförmige Form der Wölbsteine.



Hakenhöhe (*b*...*c*) sein müssen. Eine seit alter Zeit überlieferte Form für die Wölbesteine zeigt Abb. 198; auch ist ein Verband der Wölbsteine durch Steinansätze nach Abb. 199 zur Ausführung gekommen. Einen Ersatz für letztere bieten Metalleinlagen nach Form von — oder ⥿ (s. Abb. 197).

Abb. 199. Verband der Wölbung durch Steinansätze.



Abb. 200. Scheitrechter Bogen mit eiserner Hilfskonstruktion.



Binden die Wölbungssteine bei einer Verblendarchitektur in ihrem hinteren Teile in die Mauer ein, so wird der Bogen teilweise entlastet; reicht aber der scheitrechte Bogen über einer Maueröffnung (Fenster oder Türe) durch die ganze Mauertiefe, so erscheint irgend eine Hilfskonstruktion in Eisen erwünscht. Die einfachste Art einer solchen dürfte wohl die Abb. 200 veranschaulichen.

b) Halbkreisbogen. Bei Werkstein-Fassaden mit Bogen über Öffnungen, liegt der Gedanke nahe, die Schichtenhöhe der Fassade in die Quadereinteilung der Bogen zu überführen; die Abb. 201 bis 203 zeigen einige Beispiele. Die sich bei Ausbildung

Abb. 201. Nicht empfehlenswerter Halbkreisbogen aus Haustein.

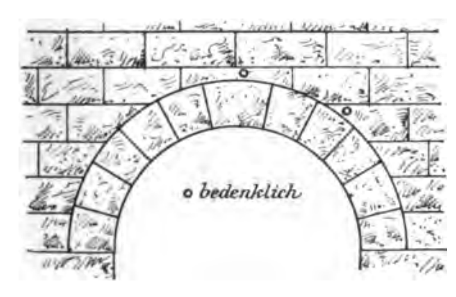
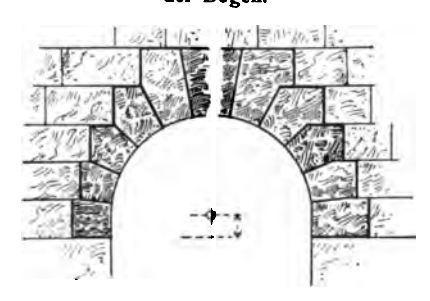


Abb. 202 u. 203. Überführung der Schichtenteilung der Fassade in die Quadereinteilung der Bogen.



nach Abb. 201 ergebenden spitzen Steinwinkel und die geringe Höhe der Schichtensteine über dem Bogenschlußstein sind sehr bedenklich.

Wie bei der Wahl solcher Bogenformen meistens künstlerische Gesichtspunkte maßgebend sind, so werden Bogen oft aus ästhetischen Gründen gestelzt, d. h. man verlegt hinsichtlich der formalen Ausbildung des Bogens die »Kämpferlinie« nach abwärts. Der Grund hierfür liegt in dem Umstand, daß für den aufwärts Blickenden die über

seiner Augenhöhe sich befindenden lotrechten Linien scheinbar Verkürzung erfahren. Damit nun nicht in hoher Lage befindliche Bogen gedrückter aussehen als sie in Wahrheit sind, nimmt man diese Stelzung vor (s. Abb. 202).

c) **Stichbogen.** Die Ausbildung der Bogensteine kann hier entsprechend Abb. 204 u. 205 erfolgen. Eine Ausbildung des Widerlagers nach Abb. 206 ist verwerflich.

Abb. 204 u. 205. Konstruktion der Stichbogen aus Haustein.

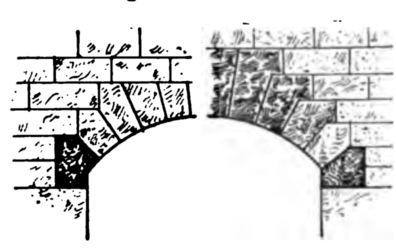


Abb. 207. Einhüftiger Bogen.

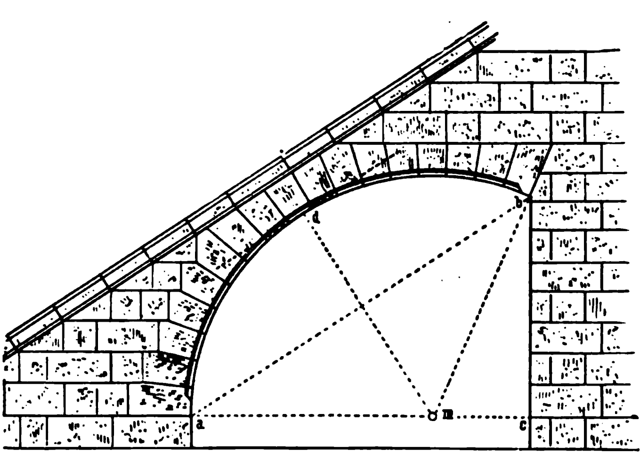
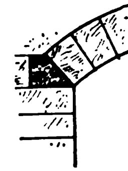


Abb. 206. Verwerfliche Ausbildung der Widerlager.



d) **Spitzbogen.** Für diese sind Kurvenformen in Abb. 125, 126 u. 134, S. 101 gegeben. In schlanken Spitzbogen lassen sich die Fugen der Wölbsteine in der Nähe des Scheitels nicht nach den Kurvenmittelpunkten richten; es müssen daher für diese besondere Fluchtpunkte auf der Kämpferlinie oder auf der senkrechten Bogenachse gewählt werden (s. Abb. 234, S. 120 u. 245, S. 121).

e) **Bei Bogen mit zusammengesetzten Krümmungskurven** sind, wie oben erwähnt, die Bogenfugen radial nach den einzelnen Krümmungsmittelpunkten zu richten; auch bei diesen Wölbungen kann Stelzung angeordnet werden. Abb. 207 zeigt die Ausführung eines einhüftigen Bogens.

Werden Wölbungsformen freihändig, solcherweise angenommen, daß Mittelpunkte nicht bestimmbar sind, so sind die Richtungen der Wölbfugen nach statischer Empfindung anzulegen.

§ 50. Bogen in Gebäudemauern als Hilfskonstruktionen. Wenn die im vorigen Paragraphen besprochenen Bogen den Blicken durch Mauerverputz entzogen

Abb. 208. Unrichtig angeordneter Entlastungsbogen.

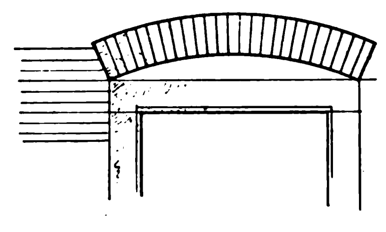
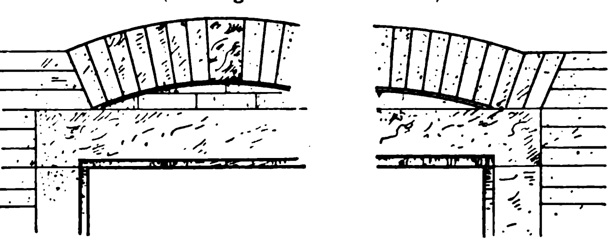


Abb. 209 u. 210. Entlastungsbogen über Tür- und Fensterstürzen. (Hohlfugen unter denselben.)



werden, kann man sie in gewissem Sinne auch als Hilfskonstruktionen bezeichnen; doch handelt es sich an dieser Stelle um Bogen, die zur Entlastung von Tür- und Fensterüberdeckungen dienen und um solche, die in Mauerwerk eingesetzt werden, so daß ihre untere Leibung unsichtbar ist. Man nennt solche Bogen: Entlastungsbogen.

a) Um das Durchdrücken von Öffnungsüberdeckungen, seien es Stürze oder schwache Bogen, durch Mauerlasten zu verhindern, werden über denselben tragfähige Entlastungsbogen angeordnet. Bei Tür- und Fensterstürzen empfiehlt es sich — im Gegensatz zu Abb. 208 — die Wölbungswiderlager (Abb. 209) oder die Köpfe der Bogen (Abb. 210) auf den Sturzenden aufsitzen zu lassen, um den Sturz selbst fest einzuspannen. Diese Entlastungsbogen erhalten als »Stich« etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ ihrer Spannweite. Erfolgt die Überdeckung der dahinter befindlichen Fensternische gleichfalls durch einen Bogen, so können diese beiden Bogen, wie bereits erwähnt, getrennt als zwei Ringe (Abb. 211) oder in einen einzigen Bogen vereinigt ausgeführt werden (Abb. 212 bis 215).

Abb. 211. Getrennte Ausführung des Entlastungsbogens und des Überdeckungsbogens der Fensternische.



Erhält die innere Fenster- oder Türleibung »Verkleifung«, d. h. stehen ihre Wandflächen nicht senkrecht, sondern schräg zum inneren Mauerhaupt (Abb. 218), so wird die Kämpferlinie des Nischenbogens (*mn* in Abb. 186, S. 112) bei Ausführung des Bogens mit wagerechter Scheitellinie (Abb. 186), nicht ebenfalls wagerecht, sondern gegen das Innere des Gebäudes abfallend verlaufen, was als Übelstand empfunden würde. Bei starker Nischenverkleifung und dicken Mauern empfiehlt es sich, den Nischenbogen in einzelnen Ringschichten auszuführen, die dann auf wagerechter Kämpferebene stufenförmig aufgesetzt werden (Abb. 216 bis 218).

Abb. 212 bis 215. Entlastungs- und Überwölbungsbogen als ein einziger Bogen ausgeführt.

Abb. 212. Ansicht. Abb. 213. Rückseite.

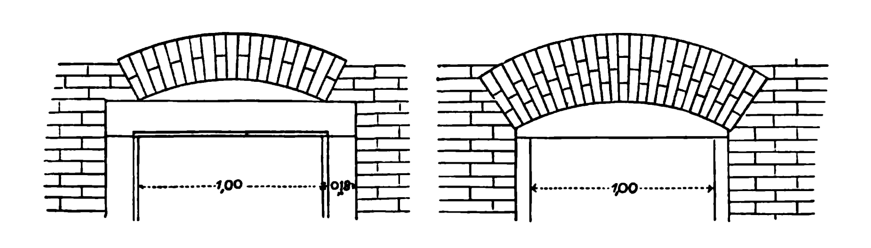


Abb. 214 u. 215. Querschnitte.

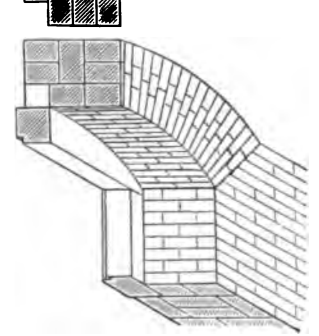


Abb. 216 bis 218. Nischenbogen in dicken Mauern.

Abb. 216. Ansicht. Abb. 217. Widerlager.

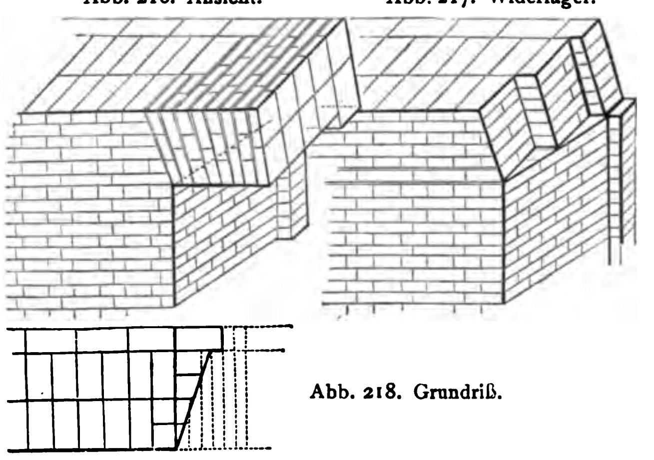


Abb. 218. Grundriß.

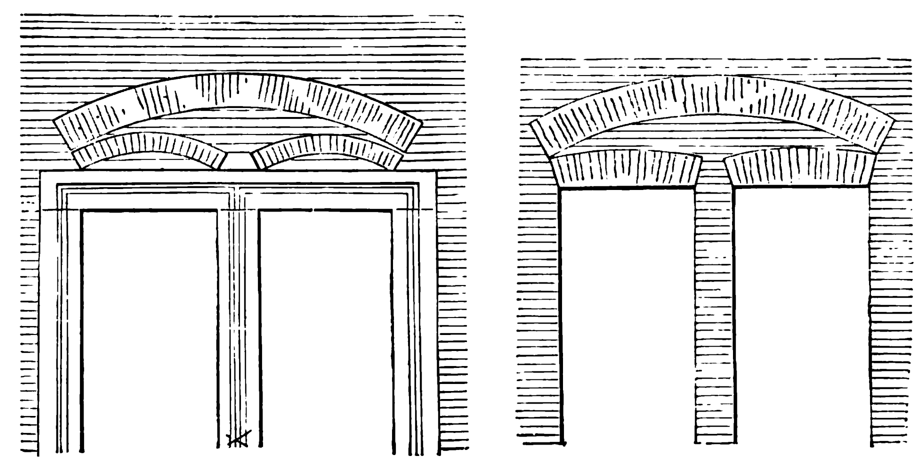
Zur Entlastung von Stürzen oder schwachen Bogen bei zwei- oder mehrteiligen Fenstern ist eine Konstruktion wie in Abb. 219 oder 220 geeignet.

Besondere Schwierigkeit bietet bei dicken Mauern die Herstellung von Nischenüberwölbungen, wenn die unter denselben

befindlichen Öffnungsverschlüsse (Fensterflügel, Türen, Tore) seitwärts, um senkrechte Achsen sich drehend, zu öffnen sind, in welchem Falle die Wölbung als »Kernbogen«,



Abb. 219 u. 220. Entlastungsbogen bei mehrteiligen Fenstern.



der eine muldenförmige Aushöhlung bildet, herzustellen ist. Die Abb. 221 bis 224[22]) zeigen die Konstruktion desselben, die auch für den Fall Gültigkeit hat, daß die obere Abschlußkante des Kernbogens nicht eine gebogene, sondern eine wagerechte Linie zeigt.

Abb. 221 bis 224. Kernbogen.

Abb. 221. Ansicht. Abb. 223 u. 224. Gewölbsteine.

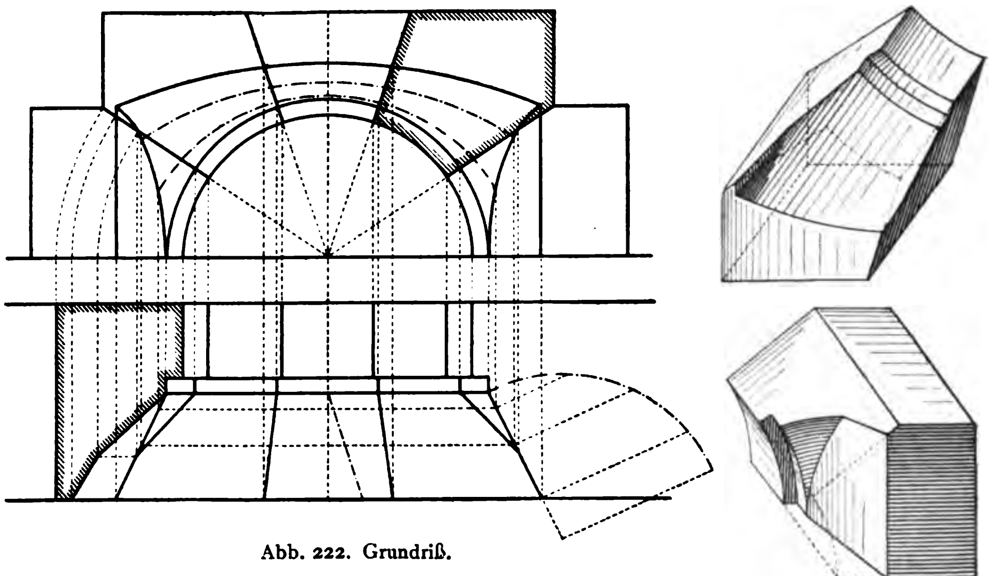


Abb. 222. Grundriß.

b) Befinden sich über einem Teil einer Mauer Aufbauten oder besonders schwere Konstruktionsstücke, so fügt man der Mauer selbst einen Entlastungsbogen ein. Desgleichen wird solches erforderlich, wenn unterhalb eines Mauerteils viel Öffnungsraum sich befindet oder wenn das Erdreich unter einem Teil der Mauer sich als wenig tragfähig erweist. Da in vielen solchen Fällen es nicht angängig ist, unter dem Entlastungs-

[22]) Die Abb. 221 bis 224 sind hergestellt nach: LEJEUNE, »Traité pratique de la coupe des pierres«, Paris.

bogen eine Hohlfuge anzuordnen, so wird, wie bereits besprochen, der Bogen einen Teil seiner Nutzlast durch Druck abwärts weitergeben, weshalb es sich unter Umständen empfiehlt, statt eines solchen Entlastungsbogens, deren mehrere übereinander anzulegen (Abb. 225).

Abb. 225. Mehrere Entlastungsbogen übereinander.

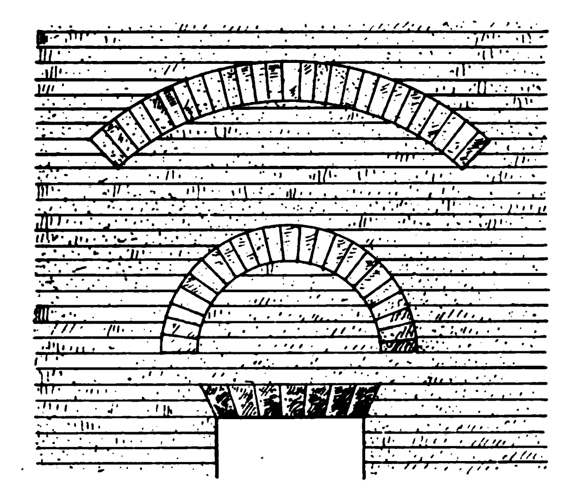


Abb. 226. Gewölbefugen mit parallelen Seitenflächen (Keilsteine).

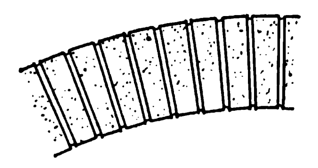
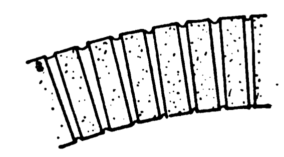
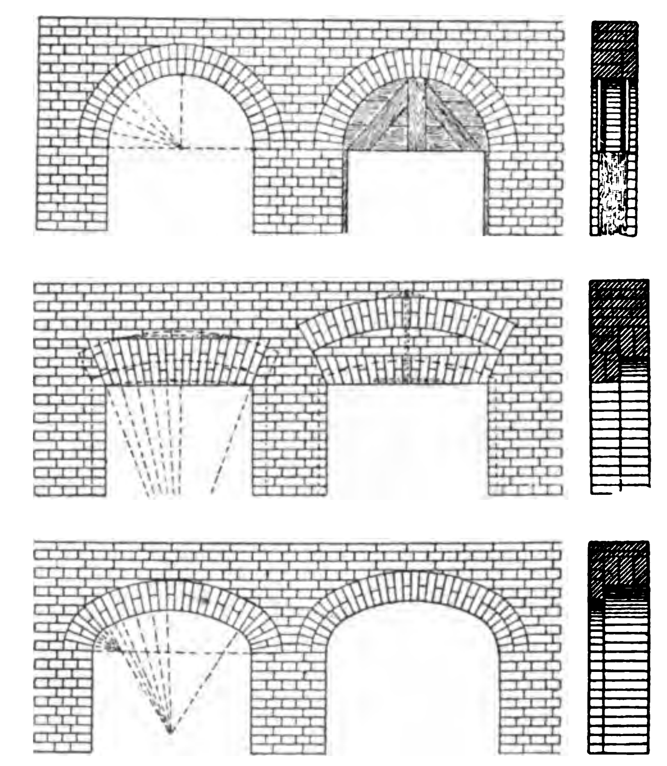


Abb. 227. Keilförmige Mörtelfugen (Normalsteine).



§ 51. Ausführung. Was für die Ausführung der Bogen gilt, hat auch Bedeutung für die Herstellung der Tonnengewölbe, deren Querschnitt diesen Bogen entspricht, so daß dieser Paragraph zugleich als Ergänzung zu § 60 zu betrachten ist.

Abb. 228 bis 233. Bogenausführungen.

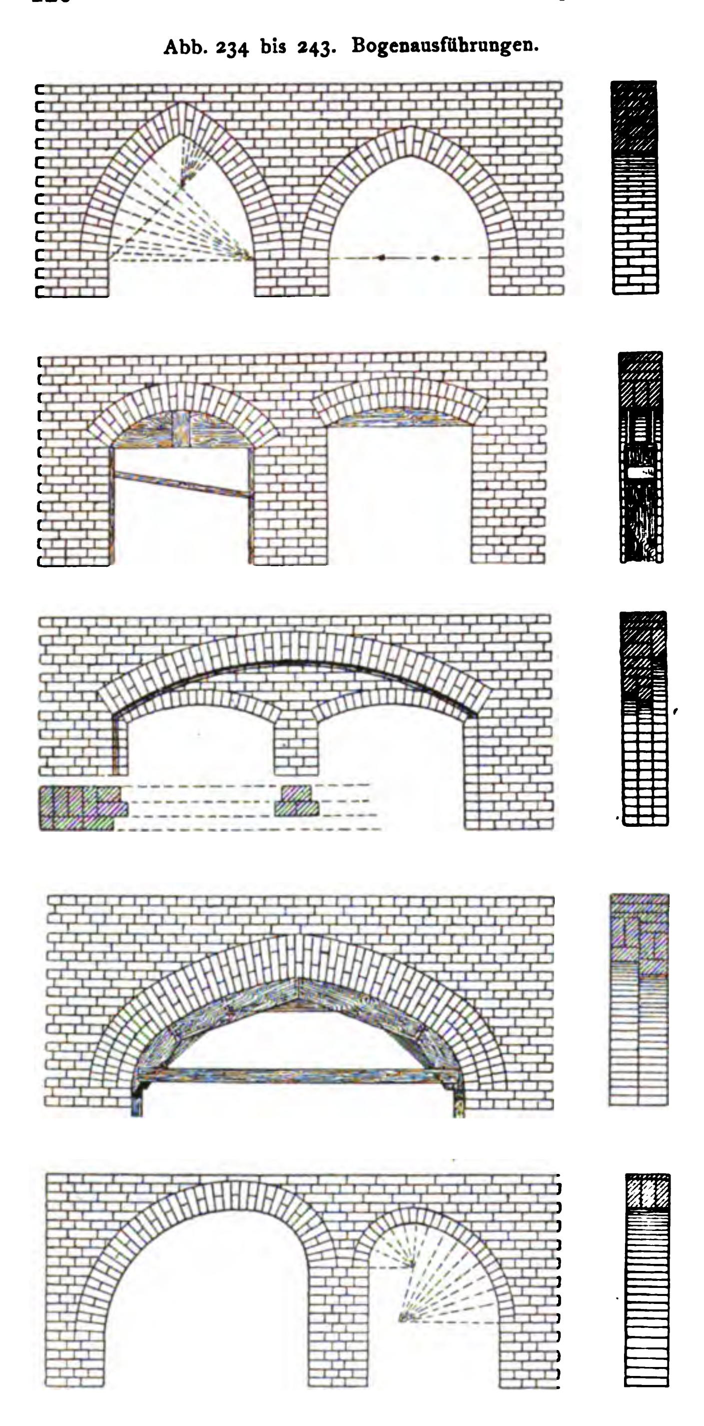


Bei Benutzung von Werk- oder Bruchsteinen zu Wölbungen ist denselben eine keilförmige Gestalt zu geben; die Gewölbefugen erhalten dann parallele Seitenflächen (Abb. 226). Wird mit Backsteinen gewölbt, so benutzt man entweder ebenfalls keilförmige Backsteine »Formsteine«, sofern solche erhältlich sind, oder man verwendet — wie es meistens der Brauch ist — unbehauene »Normalsteine« und bildet die Mörtelfugen keilförmig (Abb. 227).

Die Abb. 228 bis 243 [23]) zeigen eine Anzahl von Bogenausführungen in Backsteinmaterial. Bei entsprechender Dicke von Bogen und Gewölben lassen sich bei denselben auch mehrere der für Mauern und Pfeiler be-

[23]) Die Abb. 228 bis 243 sind hergestellt nach: LACHNER, »Lehrhefte für den Einzelunterricht«, Leipzig.

Abb. 234 bis 243. Bogenausführungen.



sprochenen Verbandarten anwenden; im allgemeinen gelten für Wölbungen, deren Schalendicke aus mehreren Steinen besteht, folgende Regeln:

1. Radialfugen (Lagerfugen) müssen durch die ganze Tiefe der Wölbungsschale reichen.
2. Stoßfugen zweier benachbarten Wölbungsschichten dürfen weder im Innern der Wölbungsschalen noch an deren Leibungen zusammentreffen.

Handelt es sich um Wölbungen von sehr bedeutender Dicke bei verhältnismäßig kleiner Spannweite, so empfiehlt es sich, die Wölbung in zwei oder mehr Ringen auszuführen (Abb. 244), da bei einer einzigen Wölbungsschicht an ihrer inneren Leibungsfläche die Gewölbesteine zu spitz und an der äußeren die Fugen zu weit ausfallen würden. Auch die Abb. 228 zeigt einen doppelten Bogen, sowie ferner Abb. 240 an den beiden Bogenanfänger-Teilen dreifache Schichtung. Die Anordnung mehrerer Wölbungsringe übereinander findet hauptsächlich Verwendung bei Bogen, während sie bei Gewölben heutigen Tages, mindestens in Deutschland, ziemlich außer Gebrauch ist. Verstärkung von Gewölben erzielt man durch Anordnung von »Gurten« (Rippen), entsprechend der Verstärkung von Mauern durch Pfeiler.

Daß für Wölbungsausführungen sowohl beste Arbeit als auch beste Materialien durchaus erforderlich sind, liegt nahe. Von ganz besonderer Wichtigkeit ist hier die Güte des Mörtels, da seine Bindekraft bei Wölbungen noch wesentlich mehr in Anspruch genommen wird als bei senkrecht in die Höhe geführtem Mauerwerk. Man verwendet daher beim wölben meistens »verlängerten« Mörtel oder reinen »Zementmörtel«. Die Weite der Mörtelfugen soll in der ganzen Wölbung die gleiche sein, um ungleiche Setzungen einzelner Teile derselben zu verhüten.

Bezüglich der Bogenwiderlager und Bogenanfänger sei auf die folgenden Ausführungen bei den Gewölben verwiesen, da das dort zu Besprechende auch für die Bogen gilt.

Abb. 244. Wölbungen von sehr bedeutender Dicke.

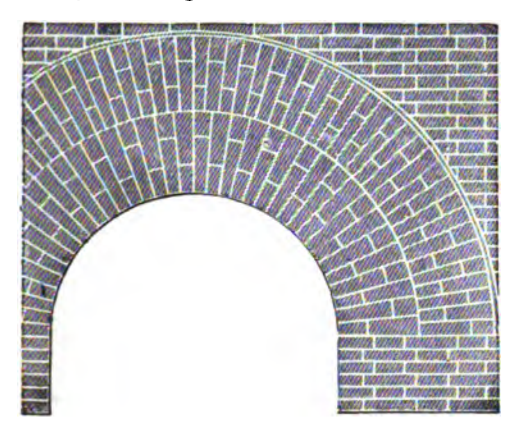
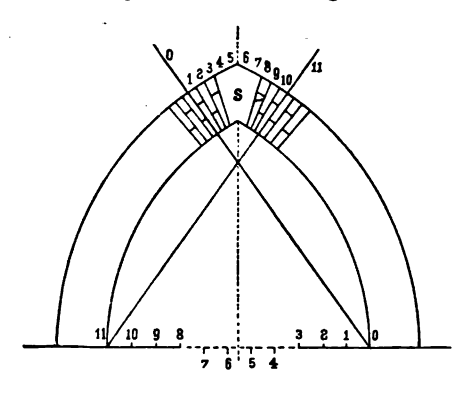
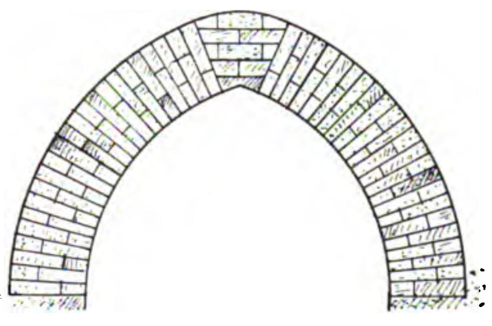


Abb. 245. Schlußstein im Bogenscheitel.



Hinsichtlich der Bogenscheitel ist zu bemerken, daß bei Ausführung der Wölbung in Backsteinen die Bogen häufiger im Scheitel einen Werkstein als Schlußstein (Abb. 245) erhalten, als solches entsprechenderweise bei Gewölben der Fall ist. Stehen für den Scheitelschluß weder Werksteine noch besondere Ziegel-Formsteine, sondern lediglich Bruchsteine oder Normalbacksteine zur Verfügung, so ist Sorge zu tragen, daß die, die Wölbung schließenden Steine vom Maurer, soweit es die Dicke des Steines gestattet, keilförmig zubehauen werden, oder man mauert den Wölbungsschluß entsprechend Abb. 246. Bei mittelalterlichen Spitzbogen-Maueröffnungen trifft man gelegentlich, namentlich bei Hausteinbogen lotrechte Fugen im Wölbungsscheitel an, doch ist eine solche Ausführung nicht zu empfehlen; für Gewölbe muß diese Konstruktionsart aber als durchaus unzulässig bezeichnet werden.

Abb. 246. Wölbungsschluß.



Schlußsteine der Bogen und Gewölbe müssen sehr vorsichtig mit dem Hammer in die Wölbung eingetrieben werden, um die weiter unten bereits begonnene Arbeit des Abbindens seitens des Mörtels, nicht zu unterbrechen, bzw. aufzuheben.

D. Gewölbe. Allgemeines.

§ 52. Zweck und Anlage. Im Hochbau dienen die Gewölbe hauptsächlich folgenden Aufgaben:

1. Sie können den Gebäudegrundmauern Schutz gegen Erd- und Wasserdruck bieten, oder die Verteilung von Pfeilerlasten auf größere Grundflächen vermitteln. Hierüber ist im I. Kapitel: »Grundbau« das Nähere mitgeteilt.

2. Sie können den Abschluß eines Raumes nach oben hin bilden, wobei die Wölbung auch gleichzeitig zum Träger einer Nutzlast werden kann. Solche Raum-Deckwölbungen können auch zugleich das Dach über einem Gebäude oder einem Teile desselben bilden; in anderen Fällen werden über den Deckwölbungen besondere Dächer aufgeführt.

Im folgenden haben wir es mit den unter Punkt 2 genannten Gewölben zu tun.

Im Zusammenhang mit der kurzen Betrachtung über Erfindung und Ausbildung von Baukonstruktionen in § 1 u. § 67 sei hier hervorgehoben, daß nördlich der Alpen nicht etwa Mangel an Holz, sondern das Bestreben feuer- und fäulnissichere Raumdecken zu erhalten, Veranlassung zur Ausbreitung der Gewölbe geworden ist. Wir wissen, daß vielfach die alten ursprünglichen Anlagen unserer mächtigen Kirchen »Holzdecken« enthielten. Sicherlich hat bei der Entwicklung des Gewölbebaues aber auch das Streben nach möglichst großräumiger, monumentaler Wirkung mitgespielt. Ferner war es in vielen Fällen, z. B. bei Burgen, Schlössern, die bedeutende Tragfähigkeit gewisser Gewölbe, die deren Anlage erwünscht erscheinen ließ.

Alle diese Gesichtspunkte haben auch für die Architektur der Gegenwart ihre Bedeutung; man versieht Kirchen mit Gewölben und desgleichen in Monumentalbauten die Hallen, Vorplätze, Treppenhäuser, Korridore usw.; ferner kommen Gewölbe zur Anwendung bei Archiven, Kassenräumen, Kellern u. dgl. m. Da die Gewölbe starke Widerlagsmauern beanspruchen, so werden sie besonders für jene Räume in Frage kommen, deren Umfassungsmauern schon aus anderen Gründen bedeutende Stärkenmaße aufweisen.

Im Wohnhausbau ist gegenwärtig die Verwendung von Gewölben eine wesentlich geringere als im Mittelalter; dieselben kommen hier hauptsächlich noch als Kellerdecken in Frage, wo sie jedoch auch durch neue Deckenkonstruktionen verdrängt werden. Handelt es sich aber um Kelleranlagen, die besonders gut gegen die Schwankungen der Außentemperatur geschützt sein sollen, so wird zu dem bewährten alten System hoher und dicker Kellergewölbe zurückgegriffen.

§ 53. Baumaterialien. Für die Herstellung von Gewölben kommen in Betracht: Werkstücke in Stein und aus Stampfmassen, Bruchsteine, Backsteine (massive oder Hohl-Steine), Töpfe, Gußmassen mit Kalkmörtel oder mit Zement als Bindemittel (Beton), armierte Gußmassen (Rabitz-, Monier-, Hennebique-Systeme, Drahtziegelnetz-, Streckmetall- usw., -Konstruktionen). Unter diesen Materialien und Verfahren wird bei Gewölbeausführungen zu wählen sein, je nachdem, ob es sich um Gewölbe handelt, die:

1. außer der eigenen Last noch Nutzlasten aufzunehmen, oder
2. lediglich sich selbst zu tragen haben.
3. Ferner ist hier die Frage von Einfluß, ob das Gewölbe in einem gedeckten Raum ausgeführt werden soll, oder ob es zugleich selbst als Bedachung dient, so daß dasselbe den atmosphärischen Einflüssen ausgesetzt ist.

Je größer die Last der Gewölbe — um so fester und schwerer muß ihr Herstellungsmaterial sein. Werden Gewölbe lediglich als wirkungsvoller Raumabschluß, unterhalb von tragenden Decken oder selbständigen Dächern, ausgeführt, so wird man sie aus möglichst leichten Stoffen herstellen. Da die moderne Technik in der Erfindung leichter und bequem auszuführender entsprechender Konstruktionen sehr schöpferisch ist, so dürfte solches auf die Wiederbelebung der Anordnung von Gewölben fördernd wirken, nachdem diese in den letzten Jahrzehnten infolge der weiten Verbreitung der I-Eisenträger wie eben erwähnt vielfach außer Gebrauch gekommen sind.

Besteht ein Gewölbe aus einem System tragender Gurten (Rippen) und dazwischen befindlichen Wölbeschalen, so werden die Gurten in Haustein (bzw. in »Ersatz« desselben durch Beton oder Kunststein) und die Zwischenfelder in leichtestem Material ausgeführt.

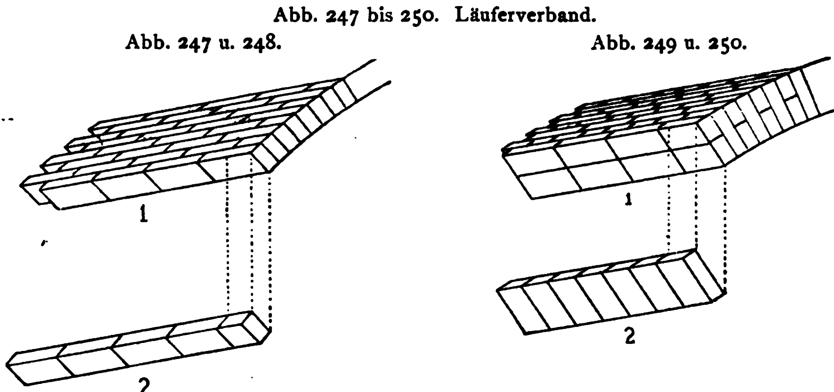
Bei Gewölben, die zugleich auch als Dach zu dienen haben, kann als Baumaterial Haustein verwendet werden; führt man diese Gewölbe in Backsteinen, oder in einer konstruktiven Verbindung von Backsteinrippen und Gußmassen, oder in Töpfen aus, so muß die äußere Gewölbeleibung mit Verputz überzogen und mit einer Dachdeckung, zu der am besten Metall gewählt wird, umhüllt werden. Die allergeeignetste Dachdeckung bietet das Kupfer.

§ 54. Herstellung der Gewölbeschale. (S. zunächst § 51, S. 119.) Wie in § 42, S. 101 besprochen, handelt es sich bei den Gewölbeschalen um Zylinder-, um Kegel- und um sphärische Flächen. Werden diese Schalen in Stein hergestellt, so hat man unter folgenden Ausführungsarten zu wählen.

a) **Steinverbände.** α) *Für Zylinderflächen.* Der gebräuchlichste Verband ist hier der Läuferverband (Lagerverband, Kufmauerung) (Abb. 247 bis 250). Bei

Abb. 247 bis 250. Läuferverband.

Abb. 247 u. 248. Abb. 249 u. 250.



diesem laufen die Lagerfugen (s. Abb. 141, S. 103) deren Lage sich gegen den Gewölbescheitel hin immer mehr einer lotrechten Ebene nähert, mit der Kämpferlinie parallel, an welcher der Beginn der Wölbeausführung stattfindet. Die Stoßfugen jeder Läuferschicht (auch »Schar« genannt), befinden sich in Ebenen normal zur Kämpferlinie und müssen unter sich einen regelrechten Verband bilden. Die Ausführung der Wölbung bedarf beim Läuferverband einer vollständigen »Einrüstung«, d. h. einer Schalung auf Lehrbogen, die auf Pfosten oder dgl. stehen (s. § 45, S. 106). Zur Einhaltung der Fugenrichtung benutzt man Schablonen (Abb. 251), die auf der Gerüstschalung entlang geschoben werden.

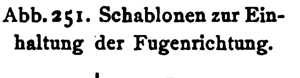


Abb. 251. Schablonen zur Einhaltung der Fugenrichtung.

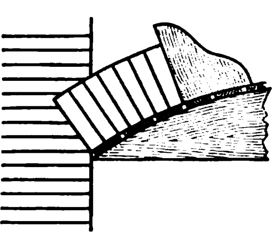
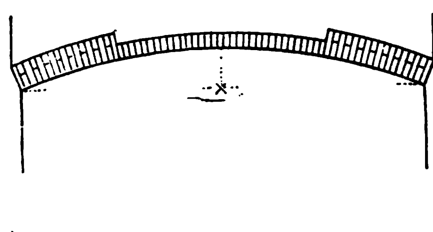
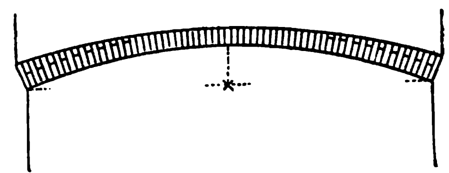


Abb. 252 u. 253. Verstärkung der Gewölbeschale an ihren Anfängen.

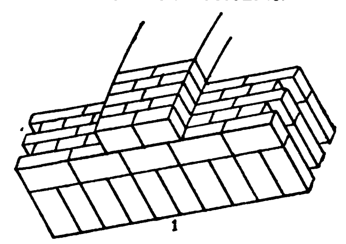




Je flacher ein zylinderförmiges Gewölbe gestaltet ist, um so notwendiger wird eine Verstärkung der Gewölbeschale an ihren Anfängen (s. § 44, S. 105). Meistens wird eine solche unter Anordnung von Absätzen ausgeführt (Abb. 252); wesentlich empfehlenswerter ist jedoch der allmähliche Übergang zu größerer Gewölbestärke (Abb. 253).

Sollen auf der Gewölbeschale zu ihrer Verstärkung im allgemeinen (s. § 51) oder für Aufnahme von Lasten an bestimmten Stellen (für Querwände u. dgl.) Gurten (Rippen) angeordnet werden, so sind solche im Verband mit den Gewölbeschalen auszuführen (Abb. 254 u. 255). Was hier für Backsteine gezeigt ist, gilt auch für Werk- und für Bruchsteine.

Abb. 254 u. 255. Verstärkungsgurten auf der Gewölbeschale.



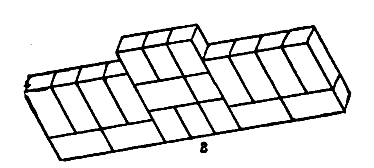
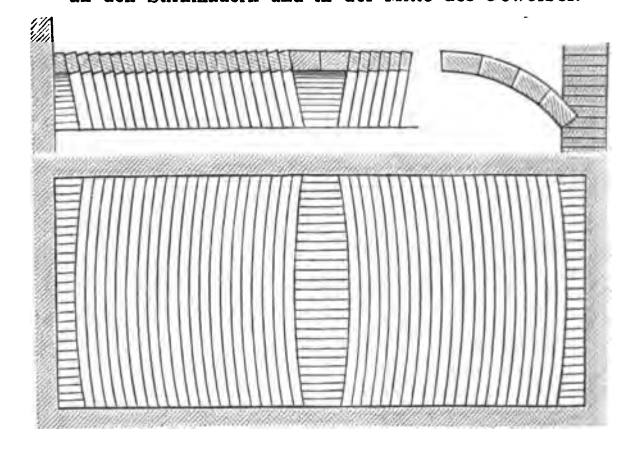


Abb. 256 bis 258. Ringschichtenverband mit Läuferschichten an den Stirnmauern und in der Mitte des Gewölbes.



Der Ringschichten-(MOLLERsche)Verband beruht auf einem im Altertum wohl bekannten, später in Vergessenheit geratenen System. Nach demselben wird das Zylindergewölbe in einzelnen selbständigen Gewölberingen hergestellt, die durch Mörtel fest miteinander verbunden sind und unter sich in regelrechtem Verbande stehen. Je kleiner die Gewölbespannweite ist, um so spitzer muß die keilförmige Gestalt der Einzelsteine bezüglich ihrer Stoßfugen werden: wird nicht über Formsteine verfügt, so ist das Zurichten der Wölbsteine umständlich. Diesem Nachteil steht der Vorteil gegenüber, daß bei Anwendung des MOLLERschen Verbandes die ihrerseits umständliche, vollständige Lehrbogen-Aufstellung gespart wird, da hier die Benutzung der Rutsche (s. Abb. 160) genügt.

Abb. 259 u. 260. Schwalbenschwanzverband.
Abb. 259. Grundriß.

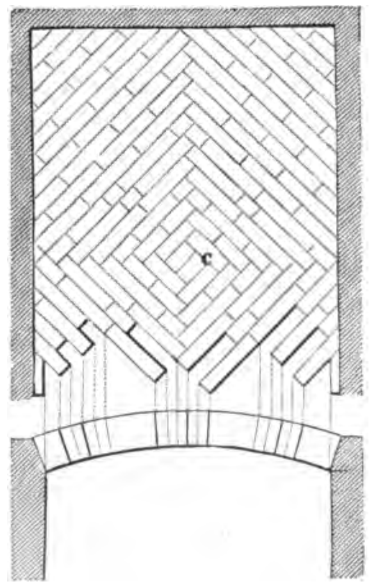


Abb. 260. Ansicht.

Bei der Wölbeausführung wird mit den Ringschichten an den beiden Stirnmauern begonnen und gegen die Mitte des Raumgrundrisses hin gearbeitet: die Herstellung jeden Ringes beginnt an den Kämpferlinien. Die Gewölberinge können senkrecht oder, wie in Abb. 256 bis 258, gegen die Stirn-(Schild-)Mauern geneigt hergestellt werden. Der Gewölbeschluß an der mittleren Raum-Querachse kann unter Herstellung eines Gewölberinges in Läuferverband erfolgen, wodurch in bequemer Weise eine Verspannung der Ringschichten erzielt wird; desgleichen empfehlen sich Läuferschichten an den Stirnmauern bei geneigten Ringschichten (Abb. 256 bis 258). Bei solchen geneigten Ringschichten spitzt sich der mittlere im Läuferverband ausgeführte Schlußring nach den Gewölbe-Kämpfern hin zu.

Der Schwalbenschwanz-Verband (Weiherschwanzverband) zeigt Lagerfugen der Wölbung in einem Neigungswinkel von 45° gegen die Gewölbekämpfer gerichtet (Abb. 259

u. 260). Es ergeben sich hierbei 4 Gewölbefelder, deren Schub auf die Längsmauern und auf die Schildmauern wirkt, so daß auch letztere ein Gewölbewiderlager zu erhalten haben. Neben der Druckentlastung der Längsmauern tritt auch für die Herstellung des Gewölbes ein Vorteil auf. Da nämlieh die entsprechenden Gewölbeschichten sich sofort gegenseitig verspannen, so kann ein eigentliches Lehrgerüst, auf dem die Gewölbeteile zunächst zu ruhen haben, vollständig entbehrt werden, sofern man nicht von der Mitte der Raumfläche, wie solches aber auch ab und zu beliebt wird, sondern von den Raumecken aus mit der Wölbungsarbeit beginnt. Um die Richtung der Wölbungsform einzuhalten, stellt man Diagonal-Lehrbogen auf, die jedoch keine Belastung erfahren.

Abb. 261 bis 263. Schwalbenschwanzverband bei konischen Gewölben.

Abb. 261. Ansicht. Abb. 262. Querschnitt.

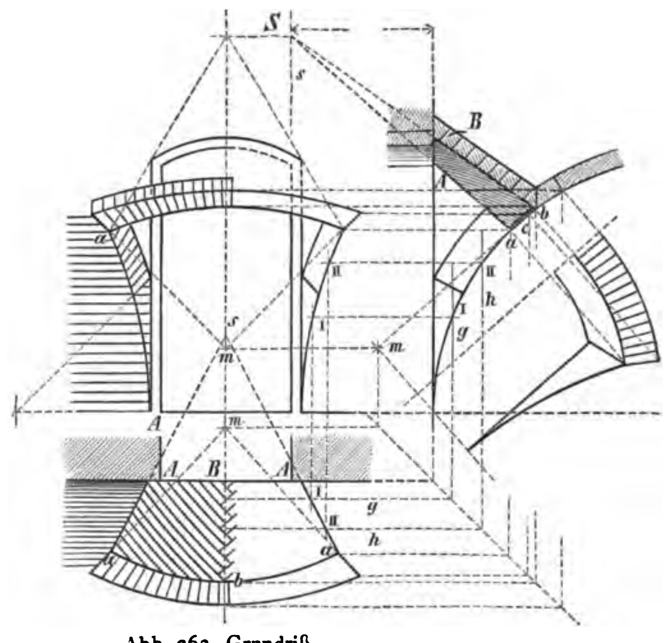


Abb. 263. Grundriß.

Ein Übelstand bei Herstellung dieses Gewölbes ist die Notwendigkeit, die einzelnen Wölbungssteine in umständlicherer Weise als bei den beiden anderen genannten Wölbungsverbänden zuzuhauen. Der Schwalbenschwanzverband empfiehlt sich daher nur bei flachen Gewölben, da bei diesen der Steinbehau geringer ist als bei stark gewölbten Flächen.

Über den Zusammenschluß der 4 Gewölbefelder wird in § 55 abgehandelt werden.

β) *Für Kegelflächen* (Konische Gewölbe). Bei Ausführung derselben können die genannten 3 Verbandarten ebenfalls Anwendung finden, wobei sich beim Läuferverband (Kufmauerung), und beim Schwalbenschwanzverband (Abb. 261 bis 263) die Notwendigkeit des Zuhauens der Steine bezüglich ihrer Lagerflächen ergibt. Beim MOLLERschen Verband (Abb. 264 bis 266) wird die Herstellung des Gewölbeschlusses durch einen Läuferstreifen — wie bei den geneigten Ringschichten im zylinderförmigen Gewölbe — erforderlich, sofern nicht in jeder einzelnen Schicht die Wölbesteine gegen die Spitze des Kegels zu geringere Breite erhalten. Die Abb. 267 u. 268 zeigen eine weitergehendere Vereinigung von Läufer- und Ringschichten.

Abb. 264 bis 266. MOLLERscher Verband bei konischen Gewölben.

Abb. 264. Ansicht. Abb. 265. Querschnitt.

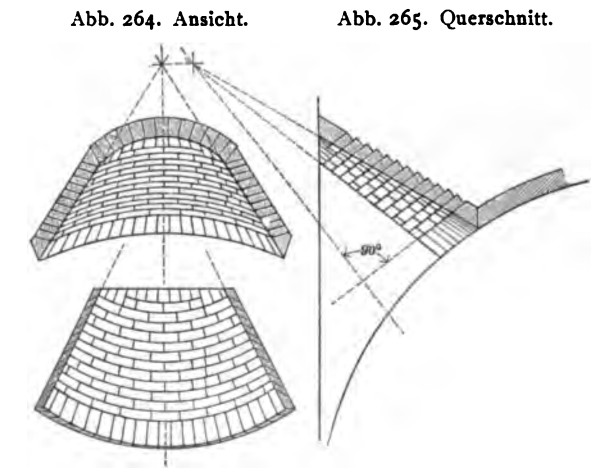


Abb. 266. Grundriß.

γ) *Für sphärische Flächen.* Beim Wölben derselben wird meistens der Läuferverband

in Anwendung gebracht unter Zubehau der Wölbesteine, sofern das Verhältnis deren Größe zum Umfang der Wölbungsschale solches erfordert. Bei Werksteinen ist ein Zuhauen derselben selbstverständlich. Sie erhalten sowohl bezüglich der Lagerflächen, als der Stoßflächen konische (keilförmige) Gestalt (Abb. 269); ihre innere Leibungsfläche wird sphärisch gestaltet, d. h. sowohl der Vertikal- als der Horizontalschnitt weisen »Kurven« auf. Das gleiche gilt für die Außenfläche des Werksteines, sofern er durch die ganze Dicke der Gewölbeschale zu binden hat und somit seine Außenfläche einen Teil der Außenleibung des sphärischen Gewölbes bildet.

Abb. 267 u. 268. Vereinigung von Läufer- und Ringschichten.

Abb. 267. Querschnitt.

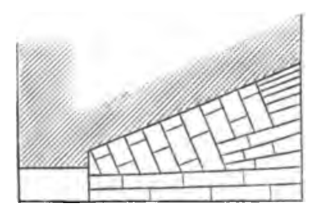


Abb. 268. Grundriß.

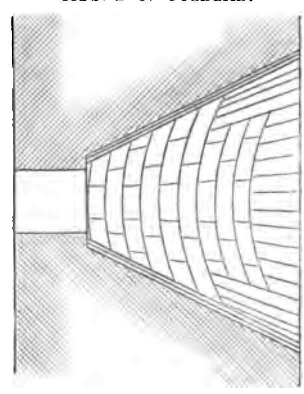
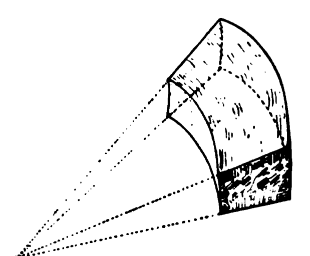
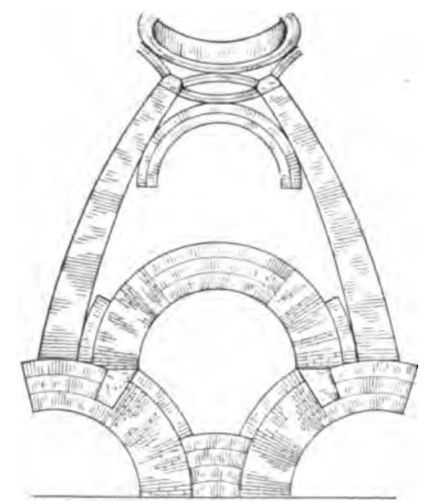


Abb. 269. Werksteine sphärischer Gewölbe.



Ist das sphärische Gewölbe ein Kugelgewölbe, so bedarf es bei Herstellung der Wölbung keiner vollständigen Einrüstungen oder feststehender Lehrbogen. Man bedient sich einer Vorrichtung (s. Abb. 161, S. 108), die Spielmann oder Leier genannt wird. Auf der Spitze eines Pfostens, die sich im Mittelpunkt der Kugel befindet, wird in einer Öse eine Latte »*l*« oder eine Schnur, bzw. werden mehrere Schnüre, befestigt, deren Länge dem Radius der Kugel entspricht. Mit diesem Apparat kann jedem Wölbstein die richtige Entfernung vom Kugelmittelpunkt angewiesen werden. Bei den unteren Schichten (Scharen) der Wölbung werden die Wölbesteine durch ihr Eigengewicht im Mörtelbett festgehalten; weiter hinauf müssen infolge der größeren Neigung der Läuferfugen gegen den Horizont (bei über 30°) die einzelnen Steine durch ein Gewicht an einer Schnur »*s*« so lange in ihrem Mörtelbett festgehalten werden, bis der Mörtel begonnen hat abzubinden.

Abb. 270. Zerlegung von Gewölben in tragende und getragene Teile.



Handelt es sich nicht um Kugel-, sondern um beliebige sphärische Gewölbeflächen, die durch Umdrehung von Bogenlinien um Achsen entstanden sind (s. Abb. 139, S. 101), so wird in der Achse des Spielmanns über der Gewölbekämpferhöhe ein entsprechender Lehrbogen aufgestellt, der um die senkrechte Achse zu drehen ist, wodurch ebenfalls jedem Stein der richtige Platz bestimmt werden kann.

Für flache sphärische Gewölbe empfiehlt sich der Schwalbenschwanzverband oder eine stückweise Vereinigung desselben mit Läuferverband. Einige Beispiele für sphärische Wölbungen bieten die Abbildungen 278, 346, 352 u. 407 bis 410.

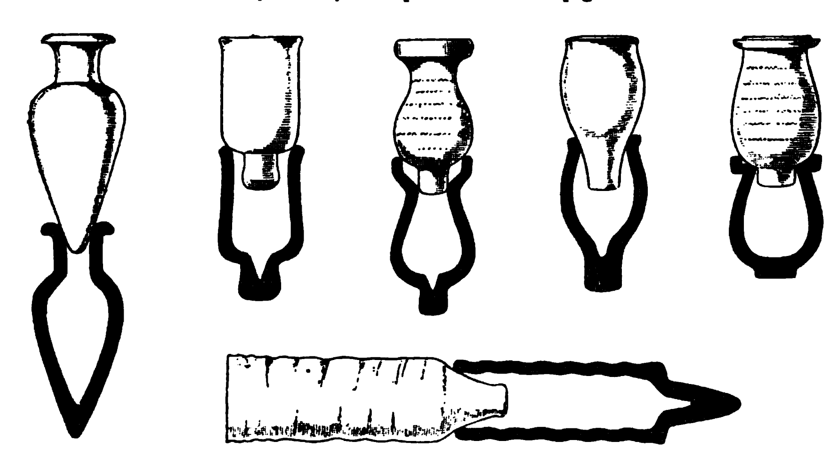
b) Zerlegung von Gewölben in tragende und getragene Teile. Durch die regelrechte Ausführung von Gewölben in einem der drei genannten Steinverbände wird deren innere Festigkeit erzielt. Ein weiteres Mittel in dieser Richtung beruht auf Zer-

legung großer Gewölbeflächen in einzelne Pfeiler, die durch Bogen miteinander verbunden werden, auf denen die zwischen den Pfeilern befindlichen Wölbungsteile sitzen. Die Abb. 270 zeigt das Prinzip dieses Systems. Dasselbe fußt auf der Erfahrung, daß — die nötige gute Berechnung und Ausführung vorausgesetzt — durch die Verteilung von bedeutenden Lasten auf einzelne Punkte mehr Gewähr für die Standfestigkeit eines großen Körpers geboten wird, als wenn dessen Last gleichmäßig auf, oder in, einer sehr langen Mauer auftritt. Ein Blick auf die »Füße« großer Eisenkonstruktionen, wie etwa bei dem allbekannten Eiffelturm in Paris, wird hier die beste Erläuterung bieten.

Im Gewölbebau wird die Gliederung des Gewölbes in tragende und getragene Konstruktionsteile in sichtbarer Weise beim Rippenkreuzgewölbe und in verdeckter Weise bei Kuppelgroßkonstruktionen angewendet.

c) **Topfgewölbe.** Sowohl in früheren Zeiten als auch gegenwärtig werden gelegentlich, des leichten Gewichtes wegen, statt der Backsteine Töpfe zum Wölben verwendet. Diese können einfache zylindrische oder konische Form haben oder unterschiedliche kunstvolle

Abb. 271 bis 276. Topfformen für Topfgewölbe.



Formen aufweisen (Abb. 271 bis 276).[24]) Sie werden sowohl stehend als liegend, und sowohl nebeneinander als auch ineinander gesteckt, unter reichlicher Anwendung von Mörtel verwendet.

d) **Gußgewölbe.** Im Altertum wurde vielfach bei den Gewölben ein Rippenwerk aus Backsteinen und Backsteinplatten hergestellt, das in den Hohlzellen Gußgemäuer erhielt. In vielen Fällen herrschte die Gußmasse räumlich aber noch wesentlich mehr vor (s. Abb. 385 bis 392).

Nach Einführung des »Betons«, und namentlich nach Einführung des »armierten Betons«, wird — wie oben bemerkt — diesen Konstruktionsarten beim Gewölbebau in der nächsten Zukunft voraussichtlich eine sehr große Bedeutung zukommen. — Eine Besprechung der Konstruktionen mit diesen Baumaterialien wird im V. Kapitel: »Eisenbetonkonstruktionen« geboten.

---

[24]) Die Abb. 271 bis 276, 331 bis 337, 385 bis 392 u. 411 bis 413 sind entnommen: dem »Handbuch der Architektur«, II. Teil, 2. Bd.: »Die Baukunst der Etrusker und Römer« von Geheimrat Prof. Dr. JOSEF DURM, 2. Aufl., Stuttgart 1905.

§ 55. Zusammenfügung von Gewölbeschalen. Gewölbeschalen können:

konzentrisch preß aufeinander liegen (Flächenberührung);

in der Lauflinie ihrer Wölbungsform aneinander stoßen (Kantenberührung in einer Fläche) oder

unter irgend einem Winkel aufeinander stoßen (Winkelberührung).

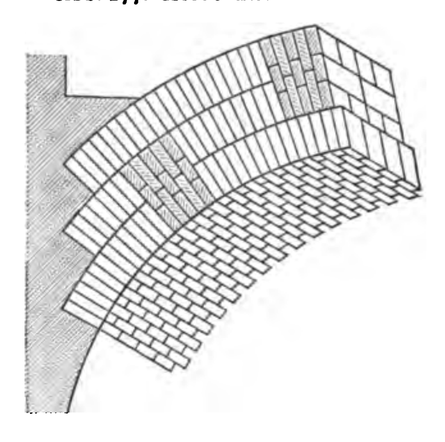


Abb. 277. Konzentrische Gewölbe.

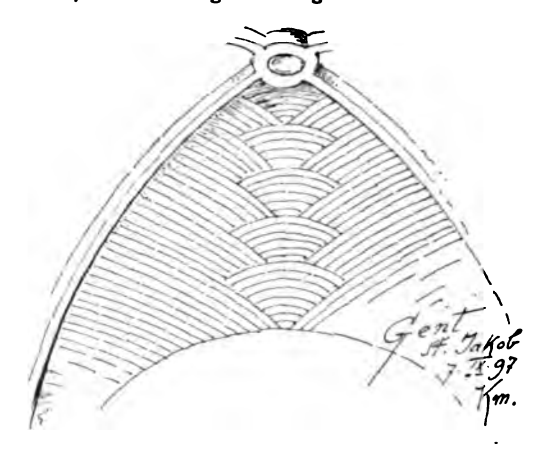


Abb. 278. Nahtbildung durch eingeschobene Gewölbchen.

a) Konzentrische Gewölbe. Wie in § 51, S. 120 erwähnt, werden solche Gewölbe kaum mehr ausgeführt. Läßt sich diese Ausführungsart nicht umgehen, so empfiehlt es sich, die einzelnen Wölbungsschichten durch Binder aus Quadern oder Mauerblöcken zu verbinden wie Abb. 277 zeigt.



Abb. 279. Halle in Ypern.

b) Kantenberührung von Gewölben oder Gewölbeteilen in einer Fläche. Am häufigsten tritt dieser Fall ein beim Zusammenstoß der Einzelteile eines Gewölbes, das nach Schwalbenschwanzart gemauert ist, wobei, wie aus Abb. 259 S. 124 hervorgeht, eine »fischgrätenartige« oder »ährenartige« »Naht« entsteht. Dieser Nahtverband kann aus je einer, oder je zweier oder je dreier Steinschichten gebildet werden.

Eine andere Art der Nahtbildung zeigt Abb. 278. Hier ist die Verbindung der beiden Schwalbenschwanz-Gewölbeteile durch Anordnung kleiner eingeschobener Gewölbchen erzielt, die in konzentrischen Läuferschichten gemauert sind. Die innere Leibung dieser Gewölbchen liegt durchaus in der Gesamtwölbungsfläche, so daß bei letzterer nirgends eine Vertiefung oder ein Vorsprung entsteht.

In ähnlicher Weise lassen sich die verschiedenen Verbandarten bei allen zylindrischen, kegelförmigen oder sphärischen Flächen

verwerten, um das Entstehen von Gewölbebruchfugen bei dem Aneinanderfügen von Gewölben oder Gewölbeteilen zu verhüten.

c) **Berührungen oder Kreuzungen von Gewölben in gegeneinander geneigten Flächen.** Hier kommen sowohl die aus verschiedenen Wölbungsteilen zusammengesetzten Gewölbe, beispielsweise das Kreuzgewölbe, in Betracht, als auch Über-

Abb. 280 bis 287. Verstärkungsrippen an Graten.

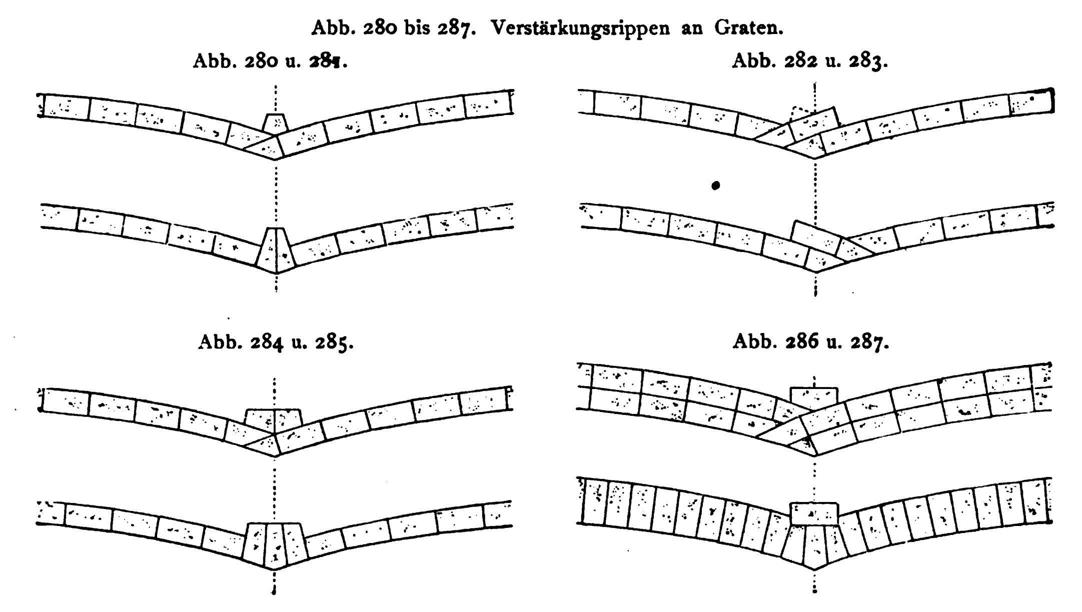


Abb. 280 u. 281. Abb. 282 u. 283. Abb. 284 u. 285. Abb. 286 u. 287.

wölbungen von Öffnungen bei verschiedenen Gewölbearten und schließlich die Übergänge von einer Gewölbeform in eine andere. Handelt es sich darum, ein kleines, leichtes Gewölbe auf ein tragfähiges, großes aufzusetzen, welcher Fall bei Lichtöffnungen in

Abb. 288 bis 291. Selbständige Bogen an den Graten.

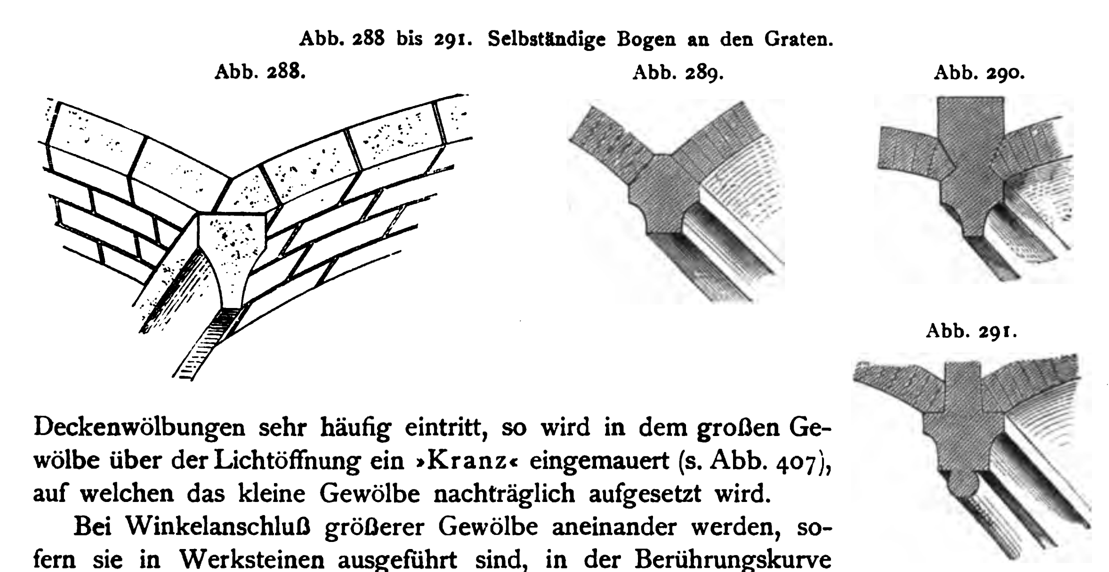


Abb. 288. Abb. 289. Abb. 290. Abb. 291.

Deckenwölbungen sehr häufig eintritt, so wird in dem großen Gewölbe über der Lichtöffnung ein »Kranz« eingemauert (s. Abb. 407), auf welchen das kleine Gewölbe nachträglich aufgesetzt wird.

Bei Winkelanschluß größerer Gewölbe aneinander werden, sofern sie in Werksteinen ausgeführt sind, in der Berührungskurve Winkelsteine angeordnet, die in beide Wölbungsschalen eingreifen. Beim Wölben mit Backsteinen wird entweder ebenfalls im Hauptgewölbe an der Berührungsstelle ein »Kranz« hergestellt, gegen den sich das Nebengewölbe lehnt, oder es erfolgt die Verbindung beider Mauerschalen nach dem Prinzip der Naht, wobei je nach der Gewölbeart

an der unteren Gewölbeleibungsfläche entweder eine Kehle oder ein Grat entsteht; die obere Gewölbefläche weist dann umgekehrt im ersten Fall einen Grat und im zweiten Fall eine Kehle auf. Abb. 279 zeigt bezüglich der Verbindung von Gewölbeschalen auf der linken Seite die Anordnung des Kranzes und auf der rechten den fischgrätenartigen (ährenartigen) Gratverband.

Bei Kehlen und Graten empfiehlt sich die Anordnung von Verstärkungsrippen entsprechend Abb. 280 bis 287. Größere Gewähr für die Haltbarkeit der Gewölbe bietet die Unterfangung der Gewölbeverbindungen vermittels selbständiger Bogen, die womöglich zugleich als Gewölbewiderlager dienen und gleichfalls in Backsteinen oder in Werkstücken hergestellt sein können; die Abbildungen 288 bis 291 zeigen einige Beispiele hierfür.

§ 56. Gewölbewiderlager. (S. auch § 43, S. 102.) In Abb. 141, S. 103 ruht die untere Fläche des Gewölbeanfängers in der wagerechten Kämpferebene auf der Widerlagsmauer. Hier handelt es sich um ein »volles Gewölbe« in Quaderausführung auf einer Mauer, die nicht über die Kämpferfläche weiter empor geführt ist. In der Praxis tritt häufig — wie beispielsweise bei Kellerwölbungen — der Fall ein, daß die Gewölbewiderlagsmauern über den Kämpfer hinaus nach oben hin Fortsetzung erfahren. Dann müssen die Gewölbeanfänger entweder auf einem einspringenden Widerlager (s. Abb. 251, S. 123) oder auf einem zurückgeschafften (s. Abb. 253, S. 123 u. Abb. 299, S. 132) oder auf einem vorspringenden (vorkragenden) (Abb. 292) aufsitzen. Ein Herunterführen

Abb. 292 u. 293. Fortsetzung der Gewölbewiderlagsmauer über den Kämpfer aufwärts.

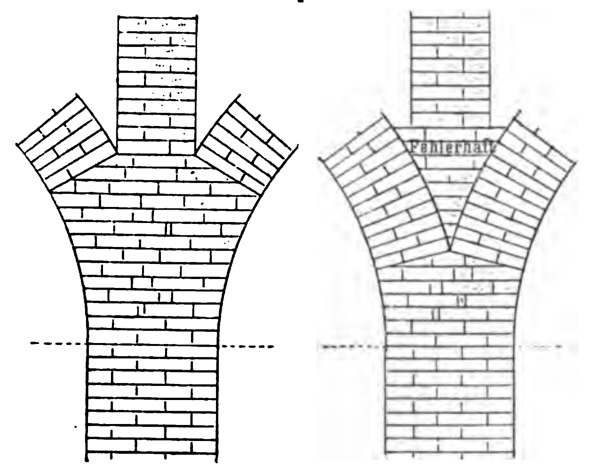


Abb. 294. Einspringendes Widerlager.

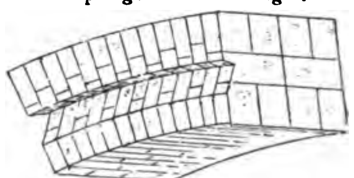
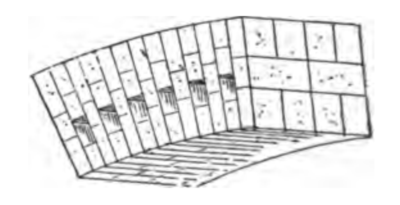


Abb. 295. Eingreifen leichter Gewölbe mittels »Zahnung«.



der Wölbung bis zur Kämpferlinie würde die Tragfähigkeit der oberen Mauer verringern (Abb. 293); auch würde die Last der oberen Mauer die Gewölbeanfänger hinwegdrücken. Für Widerlagvorsprünge in Backsteinmaterial empfiehlt sich die Anwendung von Formsteinen.

Vorspringende Widerlager bieten zugleich den Vorteil, die Widerlagsmauern zu verstärken und die Wölbungsspannweite zu verkleinern, wodurch dann auch die Schubkraft des Gewölbes verringert wird.

Die Anlage einspringender Widerlager (Abb. 251), für die bei Herstellung in Backsteinen sich ebenfalls Formsteine empfehlen, sollte nur bei dünnen, leichten Gewölben ausgeführt werden.

Beide Arten von Widerlagern werden nicht nur bei vollständigen Mauern, sondern auch bei Gurten in Haustein oder Mauerwerk angewendet, die zur Aufnahme von Gewölbeschub dienen. Abb. 294 u. 295 zeigen Widerlager in Gurtbogen; bei Abb. 294

handelt es sich um ein einspringendes Widerlager, bei Abb. 295 sind Hohlräume ausgespart, um ein leichtes Gewölbe vermittels »Zahnung« eingreifen lassen zu können.

§ 57. Einige Bemerkungen zur Ausführung von Gewölben. Im allgemeinen werden im Hochbau die Gewölbe erst nach Herstellung des Gebäudedaches ausgeführt, um ein Auswaschen des Mörtels aus den Fugen bei etwaigem Regen zu vermeiden und um die Gewölbe unter Umständen auch gegen Frost zu schützen. Die nachträgliche Herstellung von Keller- und Stockwerk-Gewölben bietet auch den Vorteil, daß mittlerweile die Widerlagsmauern sich gesetzt haben und ihr Mörtel im Abbindeprozeß vorgeschritten ist; ferner werden dieselben durch weitere Mauern, durch Gebälke und durch das Dach »Belastung« erfahren und so an Widerlagstärke gewonnen haben.

Abb. 296 u. 297. Herstellung vorspringender Widerlager.

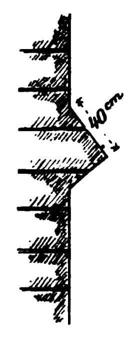
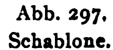


Abb. 296. Widerlager.



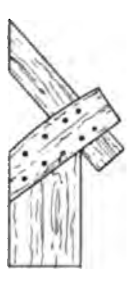
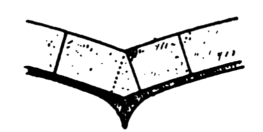


Abb. 297. Schablone.

Die Herstellung der vorspringenden Widerlagsflächen (Abb. 296) hat gleichzeitig mit der Aufführung der Widerlagsmauern selbst zu erfolgen; man bedient sich hierbei besonderer Brettschablonen, Abb. 297, im Anschluß an die Wölbelinie der betreffenden Lehrbogen. Die Oberfläche solcher Widerlager erhält für 1 Stein starke Backsteingewölbe eine Länge von 25 cm, für Bruchsteingewölbe eine Länge von etwa 40 cm.

Bei jedem Gewölbe empfiehlt es sich, dessen Oberfläche mit dünnem Mörtel auszugießen, womöglich unter Zusatz von Zement. Wird ein Gewölbe nicht unter Dach, sondern im Freien ausgeführt, so sollte nicht unterlassen werden, dasselbe mit reinem Zementmörtel herzustellen und mit solchem auszugießen. In diesem Fall ist auch für Abfluß des Regenwassers auf der Wölbung selbst zu sorgen; des weiteren wird dann das Lehrgerüst — sofern ein solches benutzt wurde — besonders lange Zeit unter dem Gewölbe zu belassen sein.

Abb. 298. Scharf ausgezogener Verputz an den Graten.



Erhalten Gewölbe, die mit Graten versehen sind, Verputz, so wird dieser häufig aus künstlerischen Gründen an den Graten besonders scharf »ausgezogen« (Abb. 298).

E. Die Gewölbearten.

1. Tonnengewölbe.

§ 58. Tonnengewölbeformen. Alle Tonnengewölbeformen entsprechen Zylindermänteln (s. Abb. 136, S. 101); ihr Querschnitt kann Kurven nach Abb. 122 bis 135 zeigen.

In der Praxis kommt, im Hinblick auf die technische Ausführung, in erster Linie der Halbkreis- und der Korbbogen-Querschnitt in Betracht, dann die Ellipse und der Spitzbogen. Zu diesen Formen tritt des öfteren die besprochene Stelzung. Die meist angewendete Form des Tonnengewölbes beruht auf dem Halbkreisbogen, der entweder vollständig (Vollbogen) oder als Segment (Stichbogen) zugrunde gelegt wird. Befindet sich die eine Kämpferlinie in höherer Lage als die andere, so ist das Gewölbe einhüftig.

Bezüglich der Form der Gewölbeachse unterscheidet man gerade (s. Abb. 142, S. 103) und gebogene, und im Hinblick auf die Lage der Gewölbeachse: wagerechte und steigende Tonnengewölbe, sowie gerade-steigende und gebogen-steigende.

Erfolgt die Biegung der Achse entsprechend der Kreisform, so erhalten wir wagerecht-ringförmige, sowie schraubenförmig-ansteigende Ringtonnen »Schneckengewölbe« (z. B. Tonnengewölbe als Decke in Treppenhäusern mit Wendeltreppe oder Wendelrampe).

Ferner ist für die Konstruktion der Tonnengewölbe die Richtung ihrer Stirnflächen zur Gewölbeachse von Belang. Im einfachsten Fall ist dieselbe »normal«, d. h. die Stirnflächen bilden mit der Gewölbeachse nach jeder Richtung rechte Winkel. Eine oder beide Stirnflächen können sich aber auch in irgend einer schrägen Lage zur Gewölbeachse befinden.

§ 59. Anlage der Tonnengewölbe in Gebäuden. Die Annahme der Tonne als Gewölbeform empfiehlt sich besonders für lange, schmale Räume, deren Längsrichtung dann zur Gewölbeachse wird. Tonnen werden bei rechteckigem Grundriß über die

Abb. 299 bis 302. Überdeckung eines rechteckigen Raumes mit 2 Haupt- und 2 Hilfstonnen.

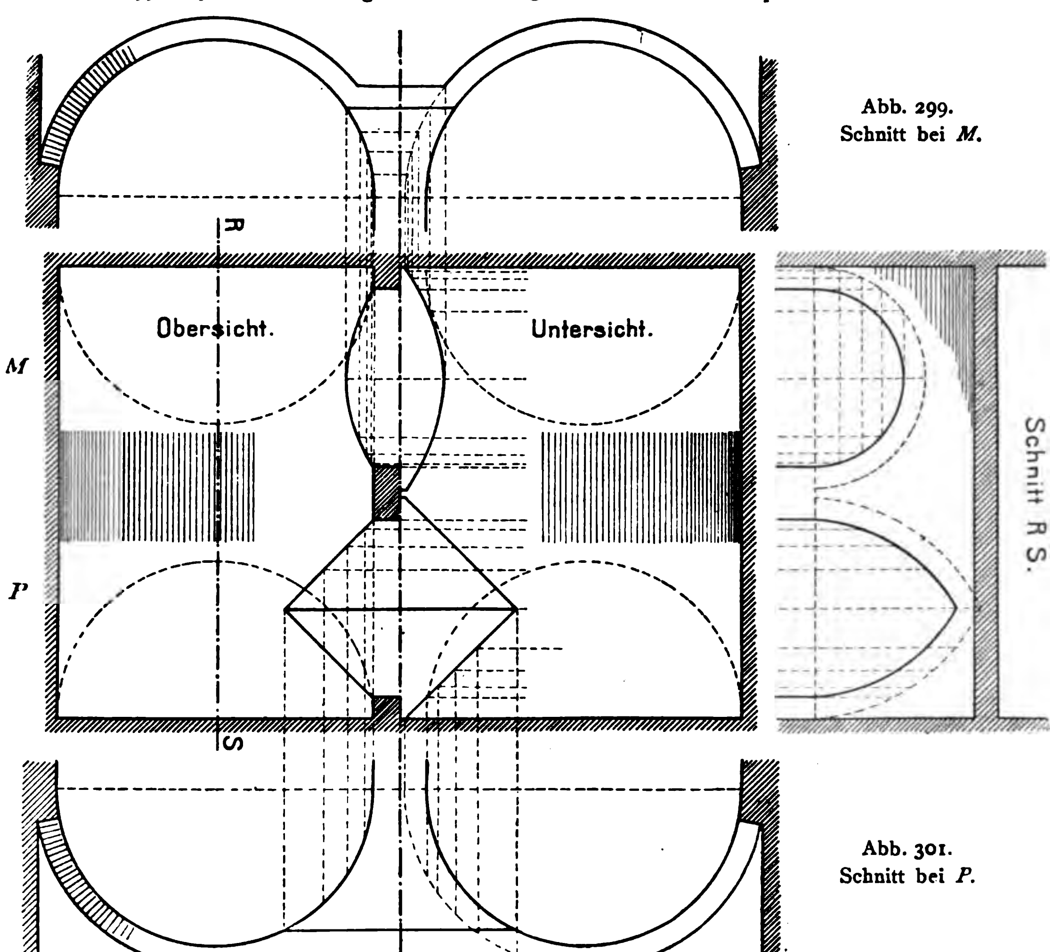


Abb. 299.
Schnitt bei *M*.

Abb. 301.
Schnitt bei *P*.

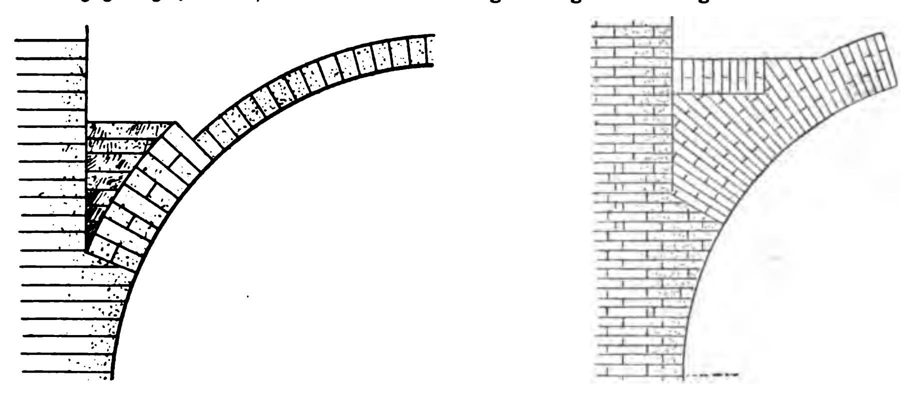
kürzere der beiden Lichtweiten gewölbt, um möglichst geringe Spannweite zu erhalten. Der Einfachheit wegen bezeichnet man die Anordnung von Tonnengewölben in Grundrißzeichnungen durch einwärts umgeklappte Bogen an ihren Stirnenden, die zugleich den »Stich«, d. h. die Pfeilhöhe des Gewölbes angeben (s. Abb. 142, S. 103).

In großen Räumen, bei denen die Anlage einer einzigen Tonne im Hinblick auf die bedeutende Spannweite zu Bedenken Anlaß gibt, können zwei Quertonnen angelegt werden nach Teilung des Raumes etwa durch einen Gurtbogen, der als Mittel-Widerlager der beiden Tonnen dient. Wo ein solcher Gurtbogen aber den zu überwölbenden Raum störend beengen würde, zieht man andere Konstruktionen vor, wie die Anlage von einem oder mehreren Pfeilern, die als Träger von quer zu den beiden Tonnen gerichteten Hilfstonnen dienen. Die Abb. 300 zeigt, links: von oben gesehen, rechts: von unten her, die Überwölbung eines rechteckigen Raumes mit 2 Haupttonnen unter Annahme von 1 Mittel- und 2 Seitenpfeilern, auf denen gleichzeitig 2 Hilfstonnen, »Stichkappen« genannt, ruhen.

Liegen die Scheitellinien der Hilfstonnen, in dem gleichen Horizont wie diejenigen der Haupttonnen, so entstehen Kreuzgewölbe.

§ 60. Ausführung von Tonnengewölben. In § 44 war im allgemeinen von den Bruchfugen der Wölbungen die Rede. Bei Tonnengewölben nach Halbkreisform

Abb. 303 u. 304. Mittel, um den Gewölbeanfängern möglichste Festigkeit zu verleihen.



tritt, wenn sie zu schwach für die Eigenlast oder für die ihnen zugemutete Nutzlast sind, nach Abb. 150 eine Zerstörung derselben in der Weise ein, daß an den Stellen *b* und *d* (in etwa $\frac{2}{3}$ der Gewölberückenhöhe, entsprechend einem Winkel der Fuge zur Kämpferebene von 45 bis 50°) die Fugen sich öffnen. Während hierbei die Gewölbestücke *ab* und *de* auf der Kämpferebene um *a* und *e* nach auswärts gekippt werden, öffnet sich die Fuge bei *c*, die Scheitelfuge, einwärts und die Gewölbestücke *bc* und *cd* fallen abwärts — das Gewölbe stürzt ein.

Um gegen solche Gefahr aufzukommen ist den Gewölbeanfängern möglichste Festigkeit zu verleihen; Mittel hierfür sind:

Ausführung von Wölbungswiderlagern über Kämpferhöhe durch Überkragung (s. § 56, S. 130),
Verstärkung der Gewölbeanfänger (s. Abb. 253, S. 123),
Belastung der Gewölbeanfänger durch Mauerwerk oder Beton, bzw. Mörtelgußgemäuer (s. Abb. 176, S. 110).

Diese Anordnungen finden vielfach gleichzeitig und meistens entsprechend Abb. 303 Verwendung; zuverlässiger jedoch ist die in Abb. 304 dargestellte Konstruktion.

Für gedrückte Gewölbe gilt das eben Ausgeführte in erhöhtem Maße.

Dem Wölbungsmantel einer Tonne gibt man in Wohnhausbauten, wo sie einen Fußboden zu tragen haben, unter Voraussetzung normaler Nutzlasten:

Bei Spannweiten	Am Widerlager	Am Scheitel	
bis zu 3 m	1 Stein 40 cm	½ Stein 30 cm	in Backstein in Bruchstein
von 3 bis 6 m	1½ Stein 50 cm	1 Stein 35 cm	in Backstein in Bruchstein

Sollen Zwischenwände auf die Tonne gestellt werden oder ist deren Längenausdehnung besonders groß oder will man aus sonstigen Gründen dieselbe verstärken, so erhält sie, wie in § 54 erwähnt (s. Abb. 254, S. 124) Verstärkungsgurten, die bei Verwendung

Abb. 305 u. 306. Schiefes Hausteintonnengewölbe.

Abb. 305. Ansicht.

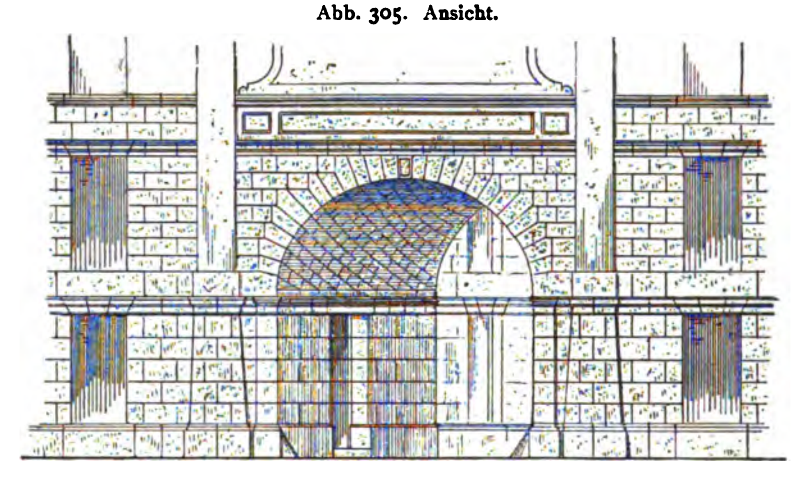


Abb. 306. Grundriß.

von Backsteinen meist 1½ Steine breit sind, ½ Stein über das Gewölbe nach oben oder nach unten oder nach beiden Richtungen gleichzeitig vorragen und bei sehr langen Tonnen in Abständen von etwa 2,5 m angeordnet werden.

Für Widerlager, die nicht starke Belastung erfahren oder deren Gewölbeschub nicht durch ein Gewölbe auf der anderen Seite des Widerlagers in senkrecht abwärts wirkenden Druck umgewandelt wird (s. Abb. 144 u. 145, S. 104), kommen folgende Verhältniszahlen in Betracht:

bei Rundbogen . . . . $\frac{1}{4}$ der Spannweite
» überhöhten oder Spitzbogen . . . . $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{6}$ » »
» bis zu $\frac{1}{8}$ Pfeilhöhe gedrückten Bogen . . . $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ » »
» bis zu $\frac{1}{12}$ Pfeilhöhe gedrückten Bogen . . . . . . $\frac{1}{2}$ » »

Wenn auf den Gewölbe-Widerlagsmauern sich Stockmauern befinden, so ergibt sich für Kellermauern in Bruchsteinmaterial bei einem dreistöckigen Gebäude unter den Fassaden eine Stärke von 85 oder 90 cm; die gegenüberliegende Gewölbe-Widerlagsmauer wird etwa 70 cm stark angenommen. Diese Maße genügen in den meisten Fällen auch vollständig als Gewölbewiderlager.

Sind die Gewölbestirnflächen normal zur Gewölbeachse gerichtet, so wird der Gewölbeabschluß bei Verwendung von Backsteinmaterial in einfachster Weise unter Verwendung von $\frac{3}{4}$-Steinen hergestellt; sind die Stirnflächen um ein geringes zur Achse geneigt, so erhalten die Stirnsteine, ehe sie zur Vermauerung gelangen, entsprechenden Verhau. Ist die Schräge bedeutender (schiefe Tonne), so empfiehlt es sich, an den Stirnenden eine Verkleidung mit Hausteinen vorzunehmen, die entweder hakenförmig oder sonst nach Regeln des »Steinschnitts« auszuführen sind. Dergleichen Fälle treten jedoch beim Hochbau nur selten auf. Schiefe Haustein-Tonnengewölbe können auch in der Weise hergestellt werden, wie die Abb. 305 zeigt.

Sollen Tonnengewölbe an ihrer inneren Leibung Verzierungen durch »Kassetten«, vertiefte Deckenfelder, erhalten, so befestigt man auf der Gerüstschalung »Kästen«, die der Höhlung der Kassetten als Lehren zu dienen haben.

Kommt auf ein Tonnengewölbe ein Gebälk (Balken oder Ripphölzer) zu liegen, so entscheidet bezüglich der Richtung, in welcher dasselbe zu legen ist, die Frage wie die Tonne gemauert ist. Bei »Läuferverband« sind die Balken »quer« zur Tonnenachse und beim MOLLERschen Verband »den langen Weg« auf dieselbe anzuordnen.

Abb. 307 bis 309. Zylinderförmige Stichkappe.
Abb. 307. Ansicht. Abb. 308. Querschnitt.

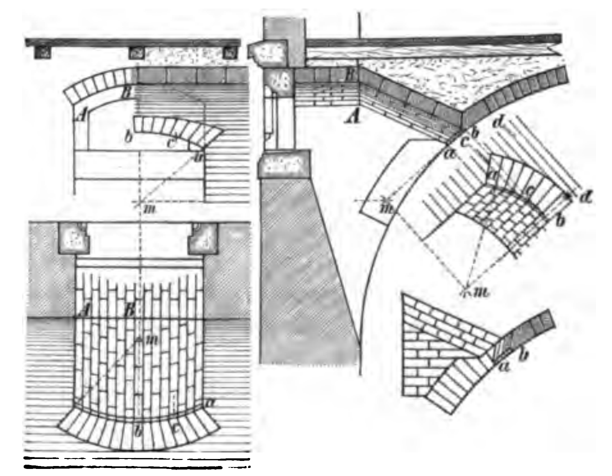


Abb. 309. Grundriß.

Abgesehen von den im Anschluß an die Abb. 299 bis 302 besprochenen Stichkappen, werden auch zur wirkungsvollen Unterbrechung langer Tonnengewölbelinien als Zierrat oder zur Abdeckung von Öffnungen, die sich in den Gewölbe-Widerlagsmauern befinden und über die Kämpferlinie emporreichen, Stichkappen (Lünetten) angeordnet. Dieselben können in allen möglichen Gewölbe- sowie Verband-Arten ausgeführt werden. Meistens legt man denselben Zylinder- oder Kegelform zugrunde (Abb. 307 bis 309 u. 261 bis 266, S. 125) und führt sie in Backstein, $\frac{1}{2}$ Stein stark, aus. Wie in § 55 erläutert, setzt man sie auf einen »Kranz« in der Haupttonne auf, wenn es sich um eine nennenswerte Belastung der letzteren handelt; ihr Seitenschub wird, wenn erforderlich, durch besondere kleine Mäuerchen aufgenommen.

Die Scheitelrichtung dieser Stichkappen kann wagerecht oder schräg, steigend bzw. fallend, zur Haupttonne angenommen werden.

Weiteres über Stichkappen s. in § 79.

§ 61. Steigende Tonnengewölbe. Bei den gewöhnlichen im Hochbau vorkommenden steigenden Tonnen erhalten beim »Läuferverband« die Stoßfugen normale Lage gegen die steigende Achse des Tonnengewölbes.

Handelt es sich um kleine steigende Gewölbe, wie bei den in Abb. 307 bis 309 und 261 bis 266 dargestellten Stichkappen, so können die für die Ausführung des Läuferverbandes benötigten Lehrbogen eine Bogenform wie für die Tonnengewölbe mit wagerechter Achse erhalten; sie werden dann für die Rüstung geneigt, normal zur schrägen Tonnenachse, aufgestellt unter Anordnung entsprechender Versteifung. Sollen aber größere »steigende Tonnengewölbe« ausgeführt werden, so sind die Lehrbogen lotrecht aufzustellen, nachdem ihnen die notwendige »Wölbungslinie« — entsprechend einem Vertikalschnitt durch eine schräge Tonne — verliehen ist.

Abb. 310 u. 311. Ausführung in einzelnen Ringschichten.

Abb. 310. Querschnitt. Abb. 311. Ansicht.

Bei ganz großen ansteigenden Tonnen, sowie bei solchen aus Hausteinmaterial, kann der abwärtswirkende Druck der Gewölbeschale gefährlich werden; in solchen Fällen empfiehlt es sich, die ganze Tonne nach Art des MOLLERschen Verbandes in einzelnen Ringschichten auszuführen (Abb. 310 u. 311).

2. Kappengewölbe (Preußische Kappen).

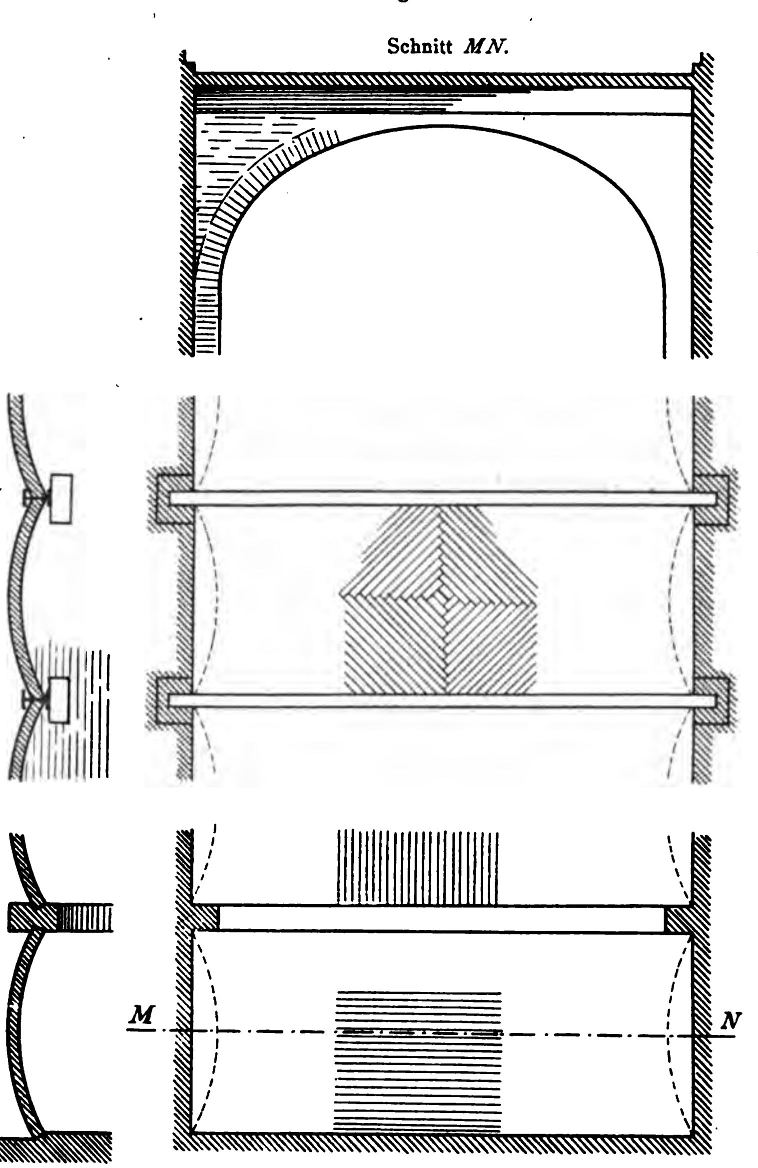
§ 62. Form und Anordnung. Die Überdeckung von Räumen mit Tonnengewölben nach Form des vollen Halbkreisbogens oder von Stichgewölben mit verhältnismäßig bedeutender Pfeilhöhe verringert wesentlich die lichte Weite des betreffenden Raumes. Mehr »Nutzraum« gewährt die Anlage flacher Tonnengewölbe, die »Kappengewölbe« oder »Preußische Kappen« benannt werden.

Soll ein Raum entsprechend Abb. 312 bis 316 mit solchen Gewölben überdeckt werden, so zerlegt man die Deckenfläche in Querstreifen durch Gurtbogen oder I-Träger, auf denen dann die Kappengewölbe ihr Widerlager finden. Der Gewölbeschub wird teilweise durch die Gurtbogen oder Eisenträger auf die Längsmauern des Raumes übertragen, teilweise in der Längsrichtung des Gebäuderaumes von der Mitte desselben aus von Feld zu Feld übermittelt und schließlich an die Quermauern abgegeben. Unter Umständen erhalten letztere durch Zugstangen Absteifung auf die nächstliegenden Eisenträger.

Ein weiterer Vorteil der Anlage von Kappengewölben gegenüber einer vollen Tonne wird bei Kellern dadurch geboten, daß bei ersteren die Türen und Fenster nicht wie es bei letzteren häufig der Fall ist, in die Gewölbekämpferlinien und Gewölbeanfänger einzugreifen brauchen, weil die mit Öffnungen zu versehenden Mauern, welche den

Tonnengewölben als Widerlager zu dienen hätten, nunmehr als Gewölbe-Stirnmauern (Schildmauern) erscheinen. Da nunmehr auch die Anlage von Stichkappen über Fenster- und Türöffnung wegfällt, so gestaltet sich die Gesamtüberwölbung des Raumes einfacher als beim Tonnengewölbe.

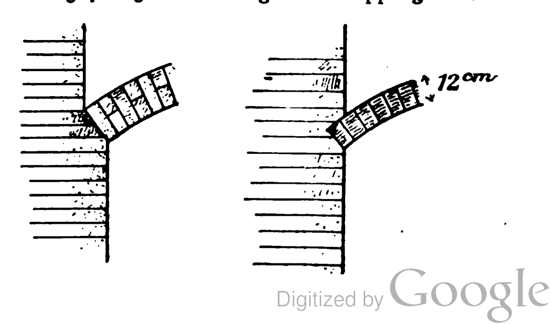
Abb. 312 bis 316. Kappengewölbe.
Schwalbenschwanzverband. Ringverband. Läuferverband.



§ 63. Ausführung. Solche Kappengewölbe erhalten eine Spannweite von etwa 0,8 bis 3 m und eine Ausführungsstärke von $\frac{1}{2}$ Stein, selten von 1 Stein. Bei den genannten größeren Spannweiten ist das Gewölbe gegen die Widerlager hin zu verstärken (s. Abb. 253). Die Pfeilhöhe beträgt rund $\frac{1}{8}$ der Spannweite. Ist die Länge der Kappe bedeutend, so erhält das Gewölbe zur Verstärkung Gurten (s. Abb. 254), doch bleibt im Hinblick auf den ihnen zu Grunde liegenden Flachbogen ihre Tragfähigkeit gering, weshalb etwaige »Gebälkbalken« nicht auf diese Gewölbe selbst, sondern quer über die Gurtbogen oder Träger zu legen sind.

Wo Kappengewölbe auf Mauerwerk ruhen, pflegt man das Widerlager entweder nach Abb. 317 zu gestalten oder es wird »eingespitzt« (Abb. 318), doch soll letztere Widerlagsnute nicht nachträglich in eine Mauer — namentlich nicht nachträglich in Gurtbogen — gehauen werden, da sonst deren Steinverband gelockert würde, sondern es sind die in Frage kommenden Steine des Widerlagers vor

Abb. 317 u. 318. Widerlager der Kappengewölbe.



ihrer Vermauerung für diese Nute passend zu behauen. Gurtbogen müssen unterhalb der Widerlagsnute (s. Abb. 294, S. 130) noch eine Steinmasse von 10 cm, mindestens 8 cm, aufweisen. Besser als das »Einspitzen« ist, wie erwähnt, die Verwendung von Formsteinen.

Die Gurten selbst werden mit einer Pfeilhöhe von etwa $\frac{1}{4}$ ihrer Spannweite ausgeführt und erhalten bei Spannweiten von 2 bis 3,5 m eine Höhe von $1\frac{1}{2}$ bis 2 Steinen, bei 3,5 bis 6 m eine Höhe von 2 bis $2\frac{1}{2}$ Steinen, bei größeren Spannweiten werden sie 3 Stein hoch ausgeführt. Statt solcher Gurtbogen werden heutigen Tages meistens — mindestens in den Städten — beim Wohnhausbau I-Eisenträger angewendet.

Einhüftige Kappengewölbe können durch die einseitige Wirkung ihrer Eigenlast zerstört werden, weshalb bei jedem Kappengewölbe Sorge zu tragen ist, daß die beiden Kämpferlinien gleich hoch angeordnet werden; des weitern empfiehlt es sich, bei jeder Aneinanderreihung von Kappengewölben diese untereinander auf gleicher Kämpferhöhe anzulegen.

Bei der Herstellung von Kappengewölben ist die Verwendung von reinem Zementmörtel besonders zu empfehlen.

3. Klostergewölbe.

§ 64. Form und Anordnung. Für Erläuterung der, allen verschiedenen Sonderarten von Klostergewölben gemeinsamen Eigentümlichkeit sei auf Abb. 319 hingewiesen. Hier durchdringen sich zwei Halbkreistonnen von gleicher Spannweite,

Abb. 319. Klostergewölbe.

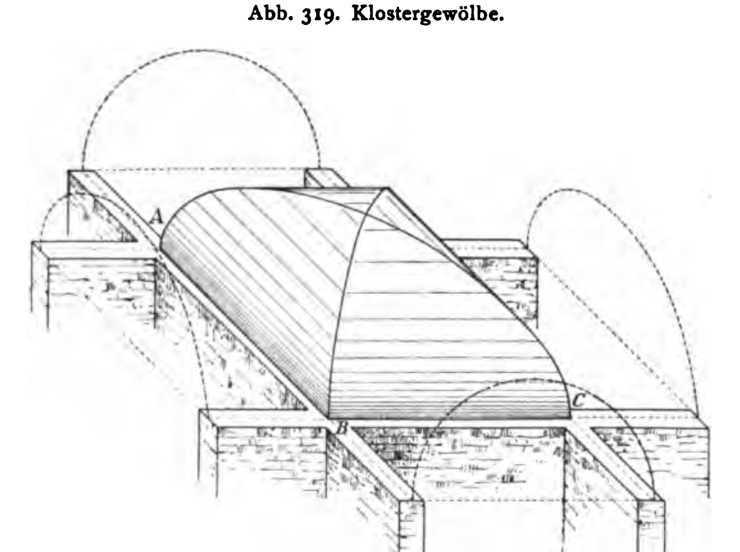
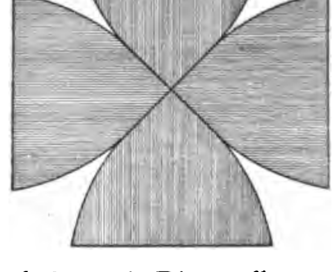


Abb. 320. Schablone der Klostergewölbflächen.



wobei zwei Diagonalkurven (Ellipsen) entstehen, die gleichzeitig in den Schalen beider Tonnen liegen; ihre Horizontalprojektionen sind gerade Linien.

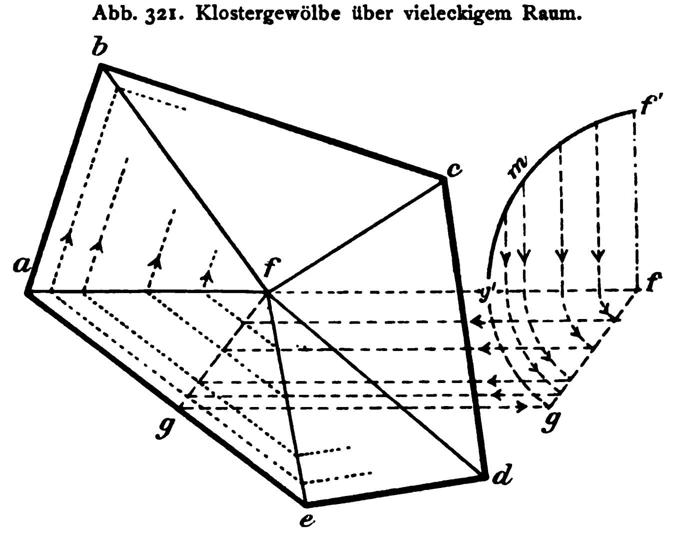
Zwischen den Diagonalkurven, die auf der äußeren Fläche der Gewölbeschale als Grate, auf der inneren als Kehlen erscheinen, befinden sich 4 Tonnenteile, aufsitzend auf den 4 Widerlagsmauern zwischen den Kämpfer-Durchdringungspunkten *A*, *B*, *C*, *D* und sich in einem Scheitelpunkte treffend. Denkt man sich die Diagonalkurven vom Kämpfer bis zum Scheitel aufgeschlitzt und die 4 Gewölbeflächen in eine Ebene umgeklappt, so erhält man als Schablone eine Figur entsprechend Abb. 320.

Ein Vergleich zwischen den Eigenschaften des Klostergewölbes und denjenigen des Kreuzgewölbes ist in § 74 gezogen.

Soll ein Klostergewölbe über einem vieleckigen Raum *abcde* (Abb. 321) ausgeführt werden, so wird zunächst der Schwerpunkt (*f*) der Grundrißfigur als Horizontalprojektion des Gewölbescheitels (*f'*) bestimmt. Die geradlinigen Verbindungen des Punktes *f* mit den

Eckpunkten der Grundrißfigur geben die Horizontalprojektionen der Gewölbegrate. Nunmehr wird die Wölbungskurve eines »Walmes«, auch »Haube«, »Wange«, sowie auch »Kappe« genannt, im Querschnitt angenommen ($f'mg'$). Teilt man diese in eine beliebige Anzahl von Teilen und überträgt deren Horizontalprojektion auf fg im Vielecksgrundriß und zieht durch die erhaltenen Teilungspunkte Parallele zur Kämpferlinie ae, so ergeben sich auf den nächsten Gratprojektionen entsprechende Punkte. Nach dem System der Vergatterung ist es nun ein Leichtes, die übrigen Walmkurven zu bestimmen.

Abb. 321. Klostergewölbe über vieleckigem Raum.



Einen besonderen Fall von Klostergewölben (auf einem Quadrat) zeigt die Abb. 324. Dasselbe baut sich nicht wie die gewöhnlichen Klostergewölbe auf Mauern, sondern auf Pfeilern auf wie die Kreuzgewölbe; doch unterscheidet es sich von diesen dadurch, daß hier die dem Kreuzgewölbe eigentümlichen, auf den Pfeilern aufgesetzten Diagonalgurten nicht vorhanden sind. Dieses Klostergewölbe ist konstruktiv aus einer Abstumpfung des Normal-Klostergewölbes abzuleiten. Die Abb. 322 u. 323 zeigen eine solche Abstumpfung bei einem Klostergewölbe mit ebenfalls quadratischem Grundriß durch die Linien AB, BC, CD u. DA. Man nennt solche Klostergewölbe »offene« oder »abgestumpfte«.

Abb. 322 bis 324. Offenes Klostergewölbe.

Abb. 322. Querschnitt.

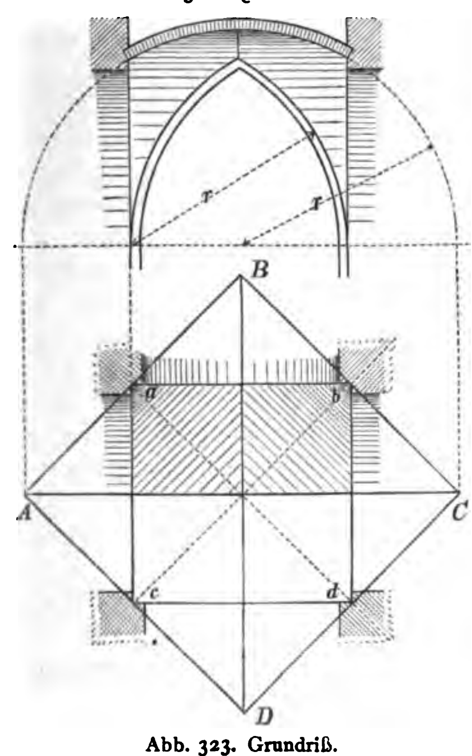
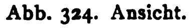
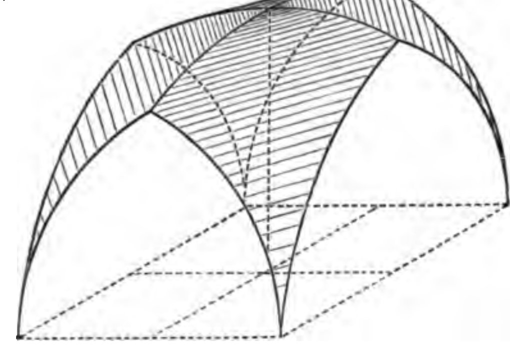


Abb. 323. Grundriß.


Abb. 324. Ansicht.



Durch Vereinigung von geschlossenen und offenen Wölbungsteilen lassen sich noch weitere Arten von Klostergewölben bilden; doch kommen diese für die gegenwärtige Architektur wenig in Betracht.

Klostergewölbe machen den Eindruck schwerfälliger Konstruktionen, weshalb man bestrebt ist, ihre Wirkung gefälliger zu gestalten. Die einfachste Art hierfür ist die Einmauerung von »Gratgurten« in Werkstücken in den Kehlen zwischen den einzelnen Gewölbe-Teilflächen (Abb. 325 u. 326).

Abb. 325 u. 326. Klostergewölbe mit Gratgurten.

Abb. 325. Schnitt *AB*.

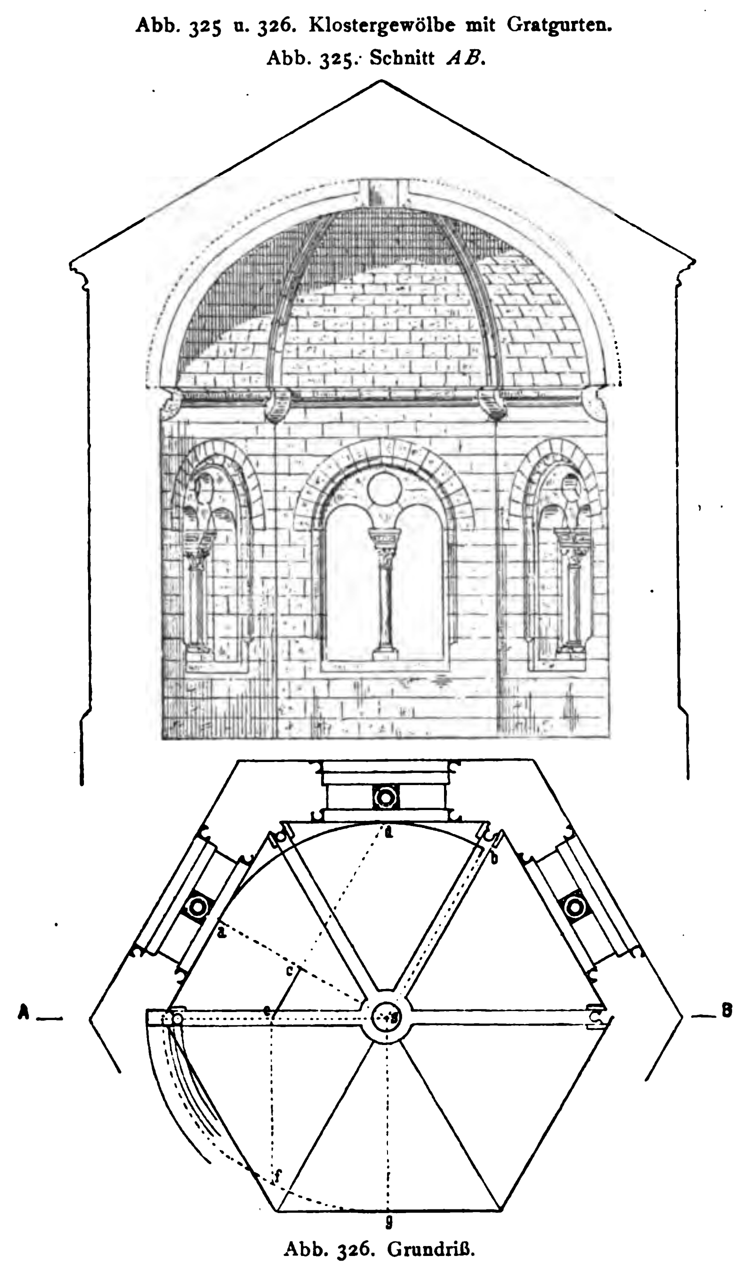


Abb. 326. Grundriß.

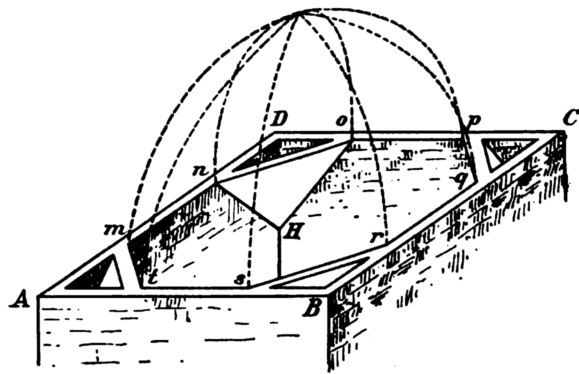
Eine andere Art der Belebung erfolgt durch Stichkappen; sie werden, wie in § 60 besprochen, auch hier als reiner Zierrat oder als Abdeckung von Öffnungen angewendet. Ferner kann die Raumwirkung interessanter gestaltet werden durch Einfügung von »Pendentifs« unterhalb der Klostergewölbe. Die Anlage derselben fußt auf dem Umstand, daß, wenn auch das »geschlossene« Klostergewölbe zu seinem Widerlager eines Mauerstreifens benötigt, doch dessen Höhe verschieden bemessen sein kann, so daß auch jeder genügend unterstützte »Architrav« im Stande ist, einen Klostergewölbe-Walm zu tragen. Soll nun beispielsweise der quadratische Raum *ABCD* in Abb. 327 nicht mit einem quadratischen, sondern mit einem achteckigen Klostergewölbe überdeckt werden, so bedarf es an den Widerlagerecken nur der Anordnung gut unterfangener Mauerstreifen oder Architravstücke *no*, *pq*, *rs* und *tm*, um die Last der betreffenden Walme aufzunehmen. Die Art, wie solche Unterfangungen (Pendentifs) hergestellt werden können, soll in § 79 besprochen werden.

§ 65. Ausführung. Bezüglich der Stärkemaße von Wölbungsschale und Widerlager gelten die bei Besprechung des Tonnengewölbes gemachten Angaben; desgleichen für Baumaterial und Verbandarten. Die besprochene Ausführung von Hausteingurten in den Kehlen bildet eine Ausnahme; meistens handelt es sich um Nähte, wofür Bruchsteine

oder Backsteine an ihrem betreffenden Ende, auf die Tiefe ihrer Überbindung entsprechend zubehauen werden. Bei Verwendung von Hausteinen wendet man Winkelsteine an, die nach besonderen Schablonen vom Steinhauer zugerichtet werden.

Bei Schwalbenschwanz-Wölbung stehen die Schichten normal zu den Graten. Diese Wölbart bedarf auch in diesem Falle nur einzelner Lehrbogen, um die Richtung der Wölbung vorzuschreiben, aber nicht einer vollständigen Schalung auf einem Gerüst.

Abb. 327. Achteckiges Klostergewölbe über quadratischem Raum.



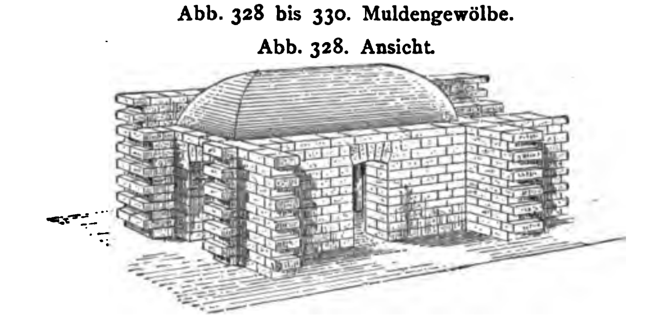
Für Einwölbung mit Lagerverband ist auch hier das vollständige Schalgerüst notwendig. Dieses (s. Abb. 153, S. 106) wird in der Weise aufgebaut, daß zunächst ein vollständiger Diagonalbogen Aufstellung findet, der in seiner Mittelachse mit einem starken Pfosten versehen ist, an den sich alle anderen Lehrbogen anschließen, die jedoch nur als Halb- bzw. als Schift-(Teil-)Bogen konstruiert sind.

4. Muldengewölbe.

§ 66. Anordnung, Form und Ausführung. Gemäß vorstehender Besprechung können Klostergewölbe auch über rechteckigem Grundriß errichtet werden. Je länger gezogen jedoch ein Rechteck ist, um so schwieriger wird die bauliche Ausführung, weshalb man in solchen Fällen vorzieht, statt eines Scheitelpunktes eine Scheitellinie anzunehmen (Abb. 328). Ein solches Gewölbe wird »Muldengewölbe« genannt.

Abb. 328 bis 330. Muldengewölbe.

Abb. 328. Ansicht.



Die Anwendung desselben ist nicht auf rechteckige Grundrisse beschränkt, sondern wird auch auf trapezförmige ausgedehnt, wobei die Horizontalprojektionen der Grate mit den Halbierungslinien der Eckwinkel zusammenfallen (Abb. 330). Bauliche Konstruktion und Lehrgerüst entspricht dem im vorigen Paragraphen Ausgeführten.

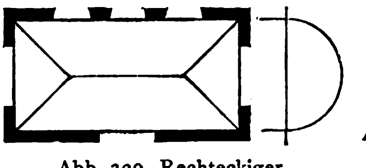




Abb. 329. Rechteckiger Grundriß.

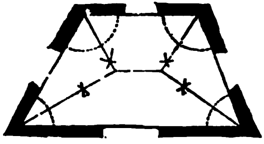


Abb. 330. Trapezförmiger Grundriß.

5. Sphärische Gewölbe.

A. Überhöhte, volle und annähernd volle sphärische Gewölbe.

§ 67. Allgemeines. Sphärische Gewölbe werden im Hochbauwesen sowohl im Innern der Gebäude, wie auch als nach außen hin selbständig wirkende Gebäudeteile verwendet. In § 42, S. 102 wurde gesagt: »Die sphärischen Körper lassen sich als durch Umdrehung einer gebogenen Linie um eine Achse entstanden denken«. Eine andere

Erklärung derselben läßt sich aussprechen im Anschluß an die Auffassung eines Kreises als eines Vielecks von unendlich vielen Seiten. In diesem Sinne können die mit dem Ausdruck »Kuppeln« bezeichneten sphärischen Gewölbe auch als »Klosterwölbungen« aufgefaßt werden. Tatsächlich wird sogar schon ein achteckiges Klostergewölbe, wie solches in Abb. 327, S. 141 angedeutet ist, mit dem Ausdruck »Kuppel« bezeichnet; beispielsweise ist dies bei dem großen achtseitigen Klostergewölbe auf dem Dom in Florenz der Fall. Im engeren Sinne des Wortes jedoch werden unter Kuppelgewölben jene Wölbungsformen verstanden, die den Körperformen nach Abb. 138 u. 139, S. 101 entsprechen.

Der Beginn des gewaltigen — wenn der Ausdruck gestattet ist — Stromes der Wölbekunst verliert sich für uns in unbekannter Urvorzeit. Er hat sich vermutlich aus — räumlich und sachlich — sehr entfernt voneinander liegenden Quellgebieten gebildet,

Abb. 331. Kuppel aus der Römerzeit in Bajae.



wobei die Verwendung von Lehm, Erdpech, Kalkmörtel, künstlichen Steinen, Kies, Bruchsteinen und Werksteinen mit ihren technischen Folgerungen ebenso eine Rolle spielte wie die konstruktiven Aufgaben: Umkleidung von Wand und Dächern (zugleich Raumdecken) schlichter Hütten aus Schilf oder Ästen mit Lehm, Ummäntelung von Höhlen in der Erde (Schatzkammern, Grabkammern) mit natürlichen oder künstlichen Steinen als Schutz gegen Erddruck, Ausführung von Kanalwölbungen, Eingangstoren usw., usw.

Wie die in § 41 erwähnte »Überkragung« (s. Abb. 119) bei der Herstellung von Kanälen und Gängen als Vorläufer des Tonnengewölbes zu betrachten ist, so dürften wohl besagte uralte sphärische Lehmwölbungen über einfachsten »Einhäusern« (einräumige Hütten), mit und schließlich ohne Ästen u. dgl. in nachfolgender Verbindung mit der Kenntnis der Überkragungstechnik an Grabräumen und Schatzhäusern schon sehr frühe Veranlassung zur Anlage von Steinkuppeln geworden sein. Wenn auch aus

der Urzeit an Übergangskonstruktionen nichts mehr auf unsere Tage überkommen sein mag, so dürften doch im Anschluß an den durch die Geschichtswissenschaft nachgewiesenen Einfluß des Orients auf den Occident spätere Bauten, wie beispielsweise die Kuppel aus der Römerzeit in Bajae (Abb. 331) in Konstruktion und Form auf uralte

Abb. 332 bis 337. Kuppelgewölbe.

Abb. 332.

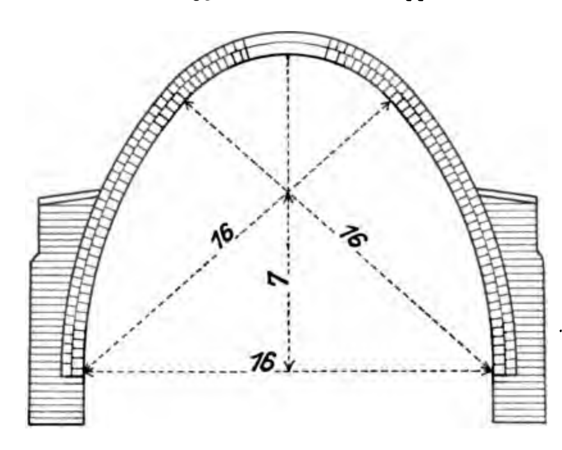
Abb. 333.

Bauweise zurückzuführen sein. Dieses Gewölbe ist in Backsteinen und Tuffsteinen hergestellt, die »nicht nach dem Zentrum der Wölbungslinie, sondern wagerecht geschichtet sind. Die ganze Oberfläche ist mit einem Mörtelguß, dem kleingeschlagene Backsteinbrocken beigemengt sind, 12 cm dick überzogen, und dieser, jetzt noch in vortrefflichem Zustande, bildet die schützende Schale des Gewölbes«.

Ein Beispiel für das tastende Anpassen der Kuppel-Ausführung an die richtigen Gesetze der Wölbung in Stein bezüglich Neigung der Lagerfugen nach den Kurvenmittelpunkten zeigt in Abb. 333 die Darstellung einer Kuppel in Ezra.

Sowohl bei diesen beiden Kuppeln als auch bei der in Abb. 338[25]) dargestellten aus Sassanidischer Zeit stammenden Kuppel sehen wir den Kuppelquerschnitt entsprechend der in § 44 erwähnten Kettenlinie (Parabel) gestaltet. Die bei Abb. 331 vorhandene Gewölbespitze hebt die Kettenlinienform nicht auf. In diesen drei Fällen haben wir es mit der, nach uralten Reliefdarstellungen zu schließen, ältesten, und — in Erfahrungen bei Lehmkuppelbauten und bei Schatzbauten als der statisch-technisch erprobten — natürlichen Kuppelgewölbeform zu tun. Der Umstand, daß solche Kuppeln in der nackten Nützlichkeitsform, trotz vielfach geringwertiger technischer Ausführung, sich durch Jahrtausende freischwebend erhalten haben, zeigt auch uns eindringlicher als jede theoretische Begründung die »Form« der Gewölbedrucklinie.

Abb. 338. Sassanidische Kuppel.



Unter dem Einfluß von Grundgesetzen jeglicher Kunst, die durch Modelaunen wohl verdunkelt aber nicht aufgehoben werden können, strebt das Menschengeschlecht höher hinaus, als lediglich das technisch absolut Notwendige zu formen oder zu verwenden, und so entwickelte sich einst auch bei den Baukünstlern das Streben, bezüglich Kuppelwölbungen zu Kunstformen zu gelangen, welche die Nutzform umschließen. Hier war es die Form der »Halbkugel«, als der einfachsten und in ihren inneren Maßverhältnissen klarsten sphärische Form, die dem künstlerischen Empfinden als die erstrebenswerteste erschien. Möglicherweise spielte in solches Empfinden auch die Vorstellung von dem Himmelsraum als einer Halbkugel hinein, deren Nachbildung als hohe oder höchste architektonische Aufgabe erscheinen konnte. Und das Streben nach Herstellung von »Halbkugelgewölben« hat die Baumeister zu bedeutenden Anstrengungen veranlaßt und die Architektur zu großartig wirkenden und technisch hochinteressanten Lösungen geführt.

§ 68. Anordnung. Die einfachste Anordnung des Kugelgewölbes erfolgt auf kreisrunder Mauer, wie solches auch bei der parabolischen Kuppel in Abb. 331, S. 142 der Fall ist. Zur besseren, freieren und künstlerischen Wirkung wird vielfach zwischen Gewölbe und Widerlagsmauer, auf letzterer ein Mauerring, »Gewölbetrommel« oder »Tambour« genannt, eingeschoben, der mindestens im Innern des Gebäudes die gleiche Umrißlinie wie das Kugelgewölbe aufweist, s. beispielsweise Abb. 347. Dieser Tambour entspricht der früher besprochenen Stelzung von Wölbungen.

Die Anlage eines kreisrunden Raumes bietet da keine Schwierigkeit, wo dieser als ganzes Gebäude erscheint; wo aber kreisrunde, ellipsenförmige u. dgl. Räume in einen vielräumigen Gebäudeorganismus einzuschalten sind, entstehen oft wesentliche Schwierig-

[25]) Abb. 338 ist hergestellt nach: dem »Handbuch der Architektur«, II. Teil, 3. Bd., 2. Hälfte, 1887: »Die Baukunst des Islam« von FRANZ-PASCHA.

keiten. Man hilft sich dann durch Ausbildung des mit einem Kuppelgewölbe zu überdeckenden Raumes als Vieleck unter Anwendung besonderer Konstruktionen als Übergänge zum reinen sphärischen Gewölbe. Hier kommen 3 Systeme in Betracht.

Bei System I nach Abb. 334, S. 143 schließt die Kuppel mit ihrer inneren Leibungsfläche bündig mit der Mitte der Achteckseiten ab. Für den Übergang aus den Vieleckkanten zur Unterkante des über denselben befindlichen Gewölbeteiles werden besondere Konstruktionen benötigt, Gewölbezwickel oder Pendentifs genannt (s. § 79). Dieselben befinden sich in diesem Falle, als selbständige Architekturglieder, unterhalb der Gewölbekämpferlinie, bzw. unter dem Gewölbetambour.

Abb. 339 u. 340. Stutzkupppel.

Abb. 339. Ansicht.

Abb. 341. Hängekuppel über quadratischem Raum.

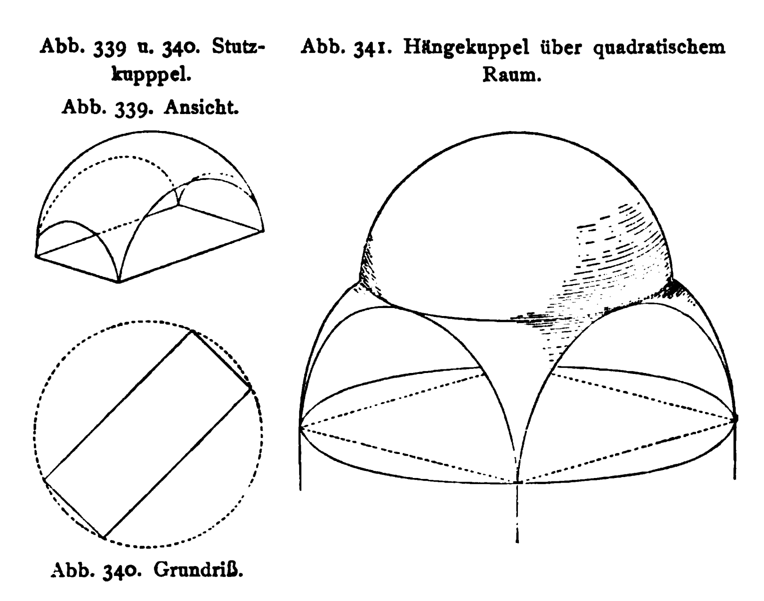


Abb. 340. Grundriß.

Bei System II geht die innere Leibung des Kugelgewölbes bündig mit den Eckkanten des Vielecks, dessen Mauerflächen so weit über die Kämpferlinie in die Höhe verlängert werden, bis sie sich nach den eingezeichneten Bogenlinien mit dem Gewölbe durchschneiden. Die entstandenen Gewölbezwickel liegen hier über der Kämpferlinie und sind keine selbständigen Architekturglieder, sondern Teile des Kuppelgewölbes selbst. Man nennt diese Gewölbe Stutzkuppeln (oder Hängekuppeln). Die Abb. 339 u. 340[26]) zeigen eine solche Kuppelform über einem Rechteck.

Abb. 342 bis 344. Hängekuppel über rechteckigem Raum.

Abb. 342. Längsschnitt.

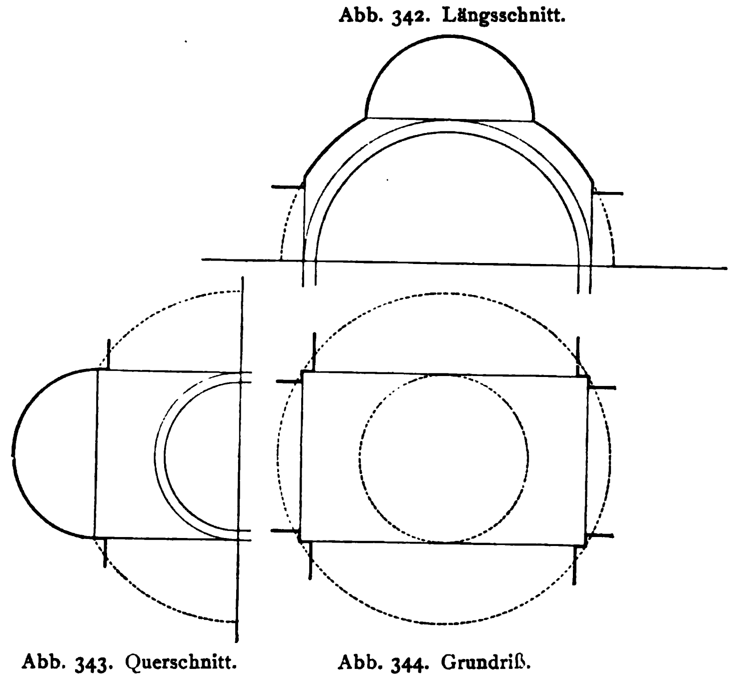


Abb. 343. Querschnitt. Abb. 344. Grundriß.

Das System III beruht auf der Vereinigung zweier Kuppeln, indem oberhalb der bei System II besprochenen Gewölbezwickeln eine zweite Kämpferlinie angenommen

[26]) Die Abb. 339 u. 340 sind entnommen: G. UNGEWITTER, »Lehrbuch der Gotischen Konstruktionen«, 3. Aufl., 1. Bd., 1890.

und auf diese die zweite Kugel gesetzt wird. Die Abb. 341 u. 342 bis 344 zeigen diese Hängekuppeln über quadratischem und über rechteckigem Grundriß.

Diese 3 Systeme finden bei allen sphärischen Gewölbeformen Verwendung und zwar sowohl bei frei in die Luft ragenden Kuppeln als bei deren Anlagen im Innern von Gebäuden, und bei allen 3 Systemen können die Kuppeln auf Schildmauern aufsitzen oder auf Schildbogen, die von Raum-Eckpfeilern getragen werden.

Abb. 345 u. 346. Grabhalle in Braunschweig. Architekt: B. KOSSMANN.



§ 69. Ausführung. a) Freikuppeln.

Bei Anlage von Freikuppeln muß für Beleuchtung des unter ihr befindlichen Raumes Sorge getragen werden. Abgesehen von der Anordnung senkrecht stehender Fenster in der Gewölbetrommel, sofern eine solche vorhanden ist, liegt es nahe, im Scheitel eine Lichtöffnung vorzusehen. Durch Ausführung eines »Kranzes«, auch »Schlußring« oder »Lichtring« genannt, wird dann daselbst ein »Nabel« geschaffen, der in manchen Fällen eine »Laterne« als Aufsatz erhält. Ein solcher Schlußring empfiehlt sich auch in konstruktiver Hinsicht für das sphärische Gewölbe, wie ein Schlußstein bei einem Bogen. Soll der Nabel nicht offen bleiben, so wird er durch mehr oder weniger flache Gewölbchen geschlossen.

Werden Fenster in der Gewölbeschale angeordnet, so veranlassen diese meistens die Ausführung von Stichkappen.

Bei dem heutigen Stand der Technik werden die Kuppeln nur selten in Hausteinen ausgeführt. Als Beispiel einer Werksteinkuppel sei Abb. 345 [27]) angeführt, die ein, von dem Verfasser dieses Kapitels errichtetes Mausoleum darstellt. Zur Erzielung eines möglichst festen Verbandes der einzelnen Wölbeschichten wurden in deren Lagerfugen Reife aus Kupfer eingelegt (s. beistehende Abb. 346).

Abb. 346. Konstruktion der Kuppel in Abb. 345.



Große Kuppelgewölbe in Hausteinen sind in Frankreich ausgeführt worden, über denen dann als Schutzdächer große Holzkuppeln mit der nötigen Dachdeckung errichtet wurden (s. in den Abb. 351 bis 357 die beiden Figuren unten rechts und links). In Italien ist man schon früher bestrebt gewesen, gegen den Einfluß der atmosphärischen Niederschläge und gegen den oft starken Winddruck

[27]) Abb. 345 ist hergestellt nach: den »Neubauten«, herausgegeben von B. KOSSMANN (begründet von NEUMEISTER & HÄBERLE), VIII. Bd., 12. Heft, Leipzig 1902.



nicht nur Dächer, sondern auch besondere Schutzkuppeln auszuführen; doch war es hier Gebrauch, beide Kuppeln in Backsteinmaterial herzustellen (Abb. 347 bis 349 u. 352).

Zunächst wurden die Anfänger beider Gewölbe zusammengerückt wie in Abb. 347; hierdurch wurde der Vorteil erzielt, daß die Schubrichtung der schweren, gegliederten und geschmückten inneren Hauptkuppel mehr nach einwärts in das Gebäude verlegt

Abb. 347. Kuppel der St. Peterskirche zu Rom.

Abb. 348. Kuppel der Kirche Santa Maria di Carignano zu Genua.

wurde (Abb. 350), was natürlich von Vorteil für die Anlage der Widerlagsmauern war. Am Scheitel der Gewölbe wurde statt zweier Lichtringe jetzt eine Lichttrommel ausgeführt, gegen die sich beide Gewölbe lehnten; auf diese wurde eine Laterne gebaut, deren Last — entsprechend dem Schlußsatz in § 44 — auf die Standfestigkeit der Gewölbe günstig wirkt.

Durch eine Vereinigung der beiden Gewölbeschalen vermittelst gemauerter »Sporen« und verschiedener »Anker« wurde ein festes Gewölbeganzes erstrebt, das sich im Prinzip einem Sichelträger näherte. Bei dem Bau der »Superga« bei Turin (Abb. 351 bis 357)[28]) ist dieses System praktisch vorzüglich verwertet.

[28]) Die Abb. 351 bis 357 sind entnommen: Dr. JOSEF DURM, »Die Superga bei Turin«, Freiburg i. Br. 1906.

Weitere konstruktive Versuche in Italien beziehen sich auf Anordnung oder Weglassung von vorspringenden Gurten an den Gewölbeschalen, sowie auf die Ausbildung von Pfeilern und Bogen in letzteren (s. Abb. 270, S. 126). Danebenlaufen noch andere Bestrebungen. Die eine geht, wie in § 67 ausgeführt, dahin, die Kuppeln möglichst als Halbkugeln zu gestalten. Für die St. Peterskirche in Rom hatte MICHELANGELO, die in Abb. 347 leicht schrägschraffierte Kugelkuppel in Aussicht genommen; als man aber zur Ausführung schritt, wurden doch die hier in schwarzer Weise dargestellten parabolischen Kuppelformen gewählt, wobei die äußere Kuppel eine noch steilere Form als die innere erhielt. In Abb. 348 nähert sich das Kuppelpaar mehr der Kugelwölbung und in Abb. 349 ist diese bei beiden Gewölben erreicht.

Abb. 349. Kuppel der Kirche Santa Maria dell' Umiltà zu Pistoja.

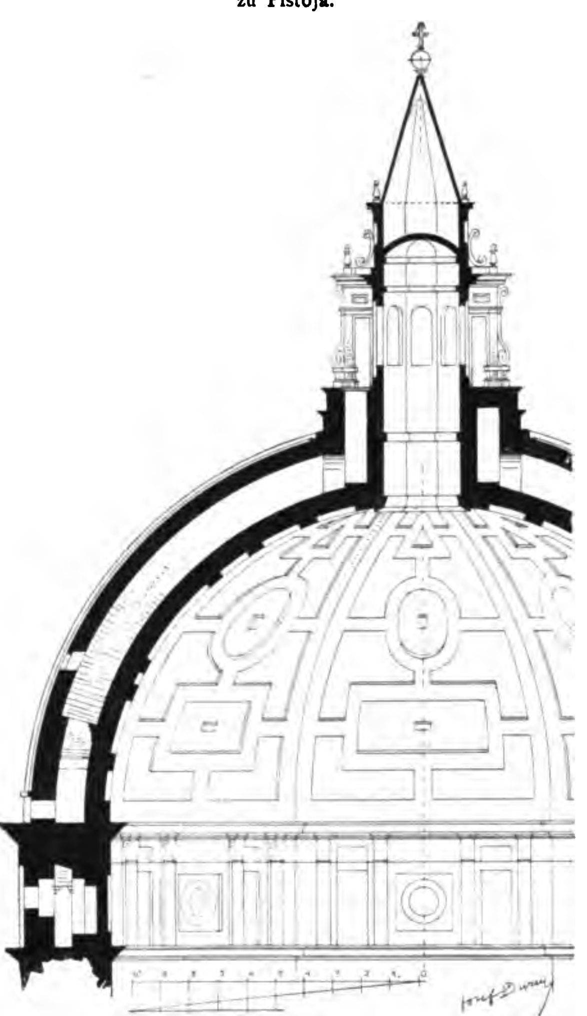
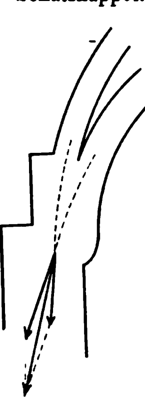


Abb. 350 Schubrichtung der Haupt-, sowie der Schutzkuppel.



Eine andere Bestrebung zielte auf Loslösung der konstruktiven Verbindung der beiden Kuppelwölbeschalen; auch dieses ist bei dem Bau der in Abb. 349 dargestellten Kuppeln erzielt.

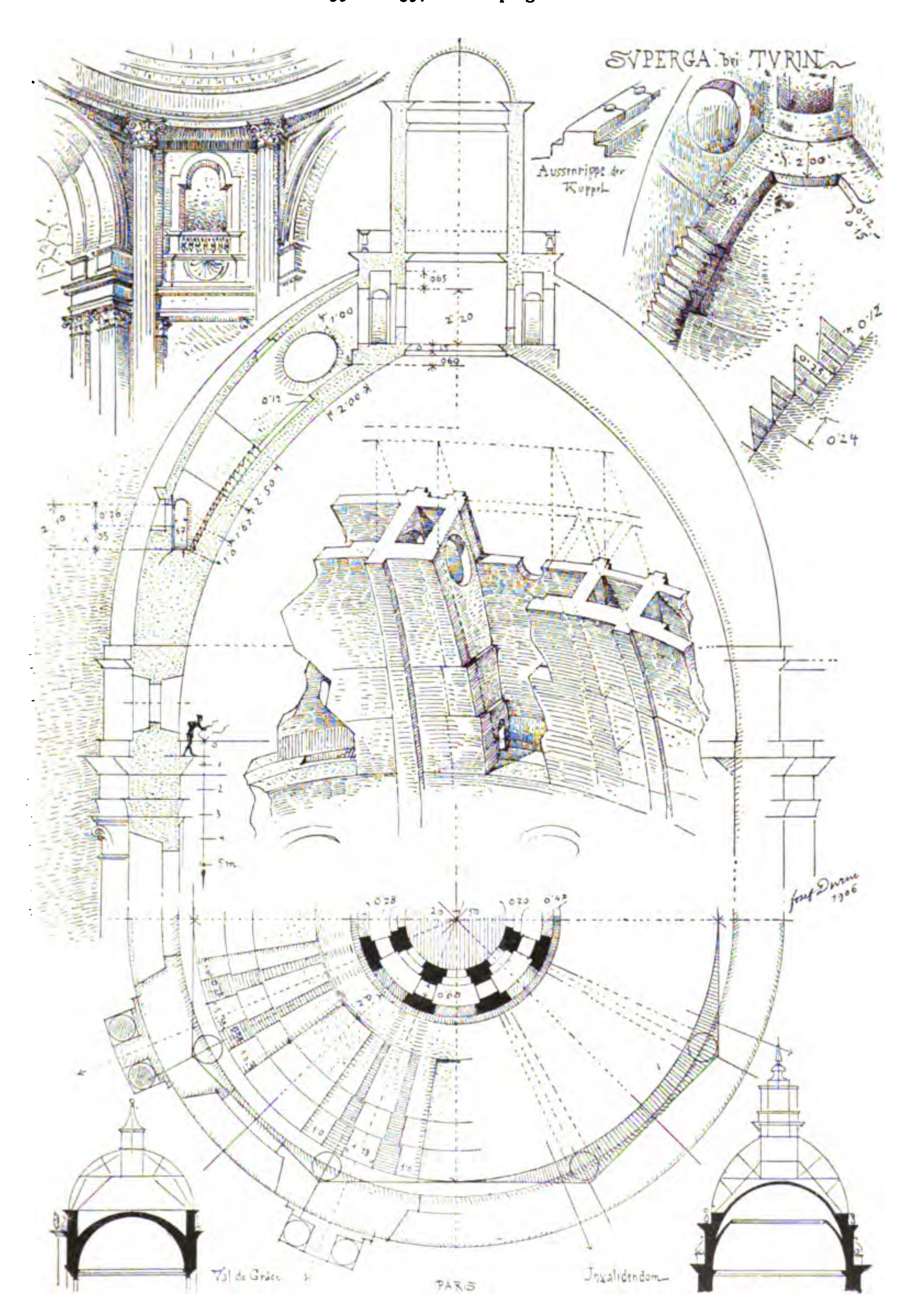
Für eingehendes Studium großer Kuppelbauten sei auf die Abhandlungen von Geheimrat Prof. Dr. DURM verwiesen: »Zwei Großkonstruktionen der italienischen Renaissance« und »Großkonstruktionen der italienischen Renaissance« in der »Zeitschrift für Bauwesen«, 1887 und 1902; ferner auf des gleichen Autors Abhandlung über die »Superga bei Turin«. Diese drei Abhandlungen sind auch als Sonderdrucke erschienen.

b) **Kuppelgewölbe in Gebäuden** werden gelegentlich noch in Bruchsteinen hergestellt, namentlich wenn leichtes Bruchsteinmaterial zur Verfügung steht; in diesem Falle ist eine vollständige Gerüsteinschalung erforderlich. Meistens benutzt man Backsteine und kommt dann mit einer »Leier«, bzw. mit einer Drehschablone aus. Allgemeine Erfahrungsmaße für Kuppelgewölbe in Gebäuden sind:

Spannweite bis	4	6	8	10 m,
Gewölbestärke am Scheitel	$\frac{1}{2}$	1	1	1 Backstein,
Gewölbestärke im Kämpfer	$\frac{1}{2}$	1	$1\frac{1}{2}$	2 »

Die Widerlagsmauer erhält etwa $\frac{1}{7}$ des Gewölbedurchmessers als Stärkemaß.

Abb. 351 bis 357. Die Superga bei Turin.



B. Flache sphärische Gewölbe.

§ 70. Allgemeines. Während bei freistehenden Kuppeln deren Scheitelhöhe in das beliebige Ermessen des Baumeisters gestellt sein wird, liegt für Wölbungen im Innern der Gebäude häufig der Zwang vor, gewisse — und in vielen Fällen sehr geringe — Pfeilhöhen nicht zu überschreiten. Ein beliebiges Herunterrücken der Gewölbe-Kämpferlinien ist meistens auch nicht angängig. In solchen Fällen können verschiedene Flachgewölbe-Konstruktionen Anwendung finden, deren Namen jedoch in den verschiedenen Ländern keineswegs immer das Gleiche bezeichnet. Man kann diese Flachgewölbe, die als sphärische Flächen über jeder beliebigen Grundrißform ausführbar sind, in 3 Gruppen zusammenfassen:

a) Kugelflächen,
b) Ellipsoide,
c) Ellipsoidische Flächen.

§ 71. Kugelflächen. Wird über einem kreisrunden Raum (Abb. 358), ein Gewölbe als Teil (Segment) einer Kugel ausgeführt, so ergibt sich ein Stichkugelgewölbe. In diesem Falle liegt die wagerechte Durchmesserebene der Kugel (MN) wesentlich tiefer als die Kämpferebene des zu mauernden Gewölbes.

Ist für gleiche Kugelannahme und gleiche Raumspannweite der Raumgrundriß ein Vieleck, so entsteht ebenso wie in den Abb. 339 u. 340 (nach System II) eine Stutz-

Abb. 358. Stichkugelgewölbe.

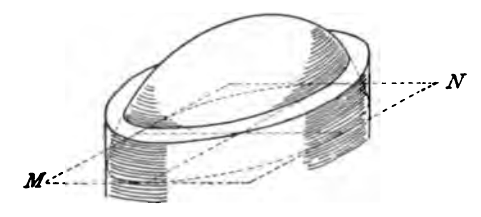
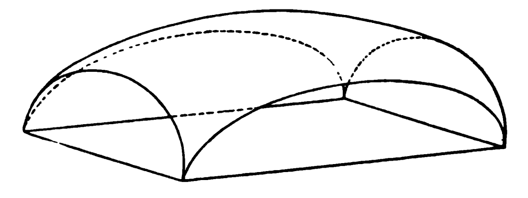
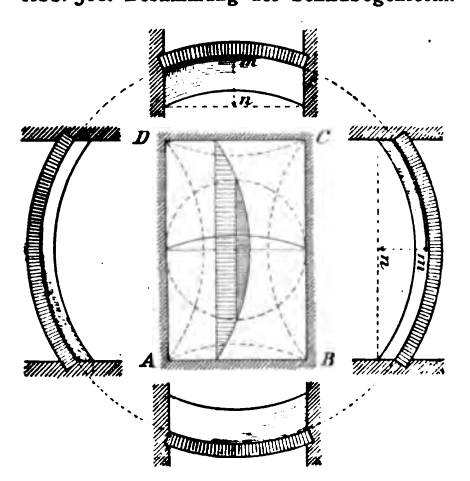


Abb. 359. Ellipsoidisches Gewölbe.



kuppel nur mit einer wesentlich geringeren Pfeilhöhe; man nennt dieselbe »Kugelkappengewölbe«. In manchen Gegenden wird diese Wölbeform auch mit dem Namen »Böhmisches Gewölbe«, in anderen wieder mit demjenigen »Böhmisches Kappengewölbe« belegt. Meistens versteht man unter letzteren Bezeichnungen jedoch ellipsoidische Gewölbe entsprechend Abb. 359, bei denen die Schildbogen von gleicher Höhe sind.

Abb. 360 bis 365. Kugelkappengewölbe.
Abb. 360. Bestimmung der Schildbogenform.



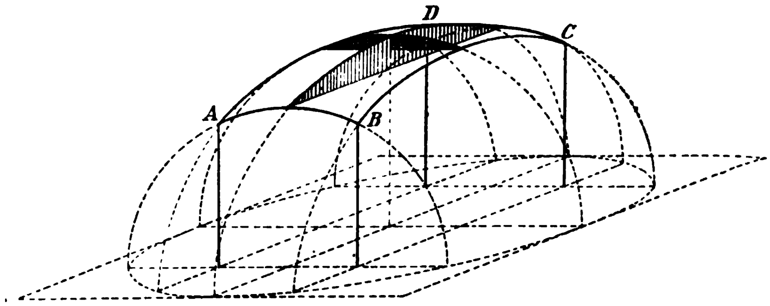
Die flachen Kugelflächen kann man nicht nach dem System des Läuferverbandes in konischen Schichten mauern; sie werden meistens von den Ecken des Raumes aus im Schwalbenschwanzverband in Schichten, die normal zu Diagonalbogen gerichtet sind, ausgeführt. Um diese in ihrer Wölbungslinie bestimmen zu können, bedarf man zunächst der Kenntnis des Kugelhalbmessers. Sind bei quadratischer Grundfläche des Gewölbes »Grundriß und Pfeilhöhe« gegeben, so fällt es nicht schwer, den unter der Kämpferhöhe liegenden Kugelmittelpunkt zu bestimmen; desgleichen können mit Leichtigkeit die Gewölbschildbogen über den 4 Quadratseiten konstruiert werden. Entsprechend wird

bei anderen Grundrißfiguren verfahren. Die Abb. 360 bis 364 zeigen die zeichnerische Bestimmung der Schildbogenform bei einem Rechteck.

§ 72. Ellipsoide. Wie bei der Überwölbung eines kreisrunden Raumes mit einem Gewölbe nach der Form einer halben Kugel ein volles Kugelgewölbe entsteht (desgleichen bei einem vieleckigem Raum unter Anwendung von Pendentifs), so



Abb. 365. Isometrische Darstellung der Abb. 360.



ergibt sich bei Überwölbung eines elliptischen Raumes mit einem halben Ellipsoid ein Ellipsoidgewölbe (desgleichen bei einem vieleckigen Raum unter Anordnung von Pendentifs). Das Ellipsoidgewölbe ist entweder ein überhöhtes (s. Abb. 158, S. 107) oder ein gedrücktes (s. Abb. 157).

In entsprechender Weise entstehen Stutz- und Hänge-Ellipsoidkuppeln sowie Stich- und Kappenellipsoidgewölbe.

Die Ausführung derselben in Backsteinen erfolgt wie bei den Kugelflächen, weshalb auch hier für die Diagonalen des Vielecks in entsprechender Weise Leitlehrbogen herzustellen sind.

§ 73. Ellipsoidische Flächen. Unter Verweisung auf Abb. 339 wurde eine kugelförmige Stutzkuppel über einem Rechteck besprochen, bei der die Schildbogen paarweise ungleiche Höhe aufweisen. Bei eingebauten Gewölben wird die Kugel vielfach durch ein Ellipsoid ersetzt; zugleich beläßt man die hier als Halbkreise gebildeten Schildbogen über den schmalen Rechteckseiten und nimmt aus Schönheitsgründen bei den Schildbogen der Langseiten die gleiche Höhe an. Bestimmt man von den Halbkreisen aus, nach der »Vergatterung«, die übrigen Punkte der Kurve über den Langseiten, so ergeben sich Ellipsen (s. Abb. 157). Behält man den Höhepunkt des Wölbungsscheitels bei und legt nun eine stetige Wölbungsschale durch diesen und die 4 Kämpferpunkte, die sich an die Schildbogen anschmiegt, so ergibt sich eine sphärische Wölbung, s. Abb. 359, die kein richtiges Ellipsoid mehr ist, da deren senkrechte und wagerechte Schnitte nicht mehr Kreis- oder Ellipsen-Teile ergeben. Solche ellipsoidische Gewölbe werden, wie in § 71 hervorgehoben, vielfach »Böhmische Gewölbe« genannt.

Nimmt man die Schild- und Diagonalbogen als Kreissegmente und die Gewölbepfeilhöhe beliebig niedrig an, so entstehen sehr gedrückte Gewölbeflächen, die man mancherorts als »Böhmische Kappen« bezeichnet.

In entsprechender Weise kann bei verschiedenen Annahmen von Diagonal- und Schildbogen eine große Anzahl verschiedener sphärischer Gewölbeflächen erzielt werden.

Die Pfeilhöhe derselben beträgt etwa $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ der Spannweite, die Gewölbestärke bis 3,5 m Spannweite $\frac{1}{2}$ Stein, von 3,5 bis 5 m im oberen Teil $\frac{1}{2}$ Stein und am Widerlager 1 Stein. Bei größeren Spannweiten sind Verstärkungsgurten in der Richtung der Raum-Diagonalen auf der Gewölbeschale auszuführen. Belasteten Widerlagern gibt man eine Stärke von $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ der Gewölbespannweite, unbelasteten $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$.

Die Ausführung erfolgt freihändig wie oben angegeben. Da die Gewölbe sehr flach liegen und bei der Herstellung keine Schalung angewendet wird, so empfiehlt es sich, möglichst kurze Wölbeschichten anzuordnen.

6. Kreuzgewölbe.

§ 74. Allgemeines. Wie das Klostergewölbe, so beruht auch das Kreuzgewölbe im Prinzip auf der Durchdringung zweier Tonnen von gleicher Pfeilhöhe. Bei dem erstgenannten Gewölbe befindet sich die größte wagerechte Ausdehnung der Tonnenstücke (s. Abb. 319, S. 138) am Kämpfer, und die Längsausdehnung derselben am Scheitel ist auf einen Punkt zusammengeschrumpft. Umgekehrt verhält es sich beim Kreuzgewölbe (Abb. 366). Hier befindet sich die größte wagerechte Länge der Tonnenstücke beim Scheitel, und am Kämpfer ist sie auf einen Punkt beschränkt. Im ersten Falle haben wir es somit gewissermaßen mit 4 Kämpferstücken, im zweiten mit 4 Scheitelstücken von Tonnen zu tun.


Abb. 366. Kreuzgewölbe.

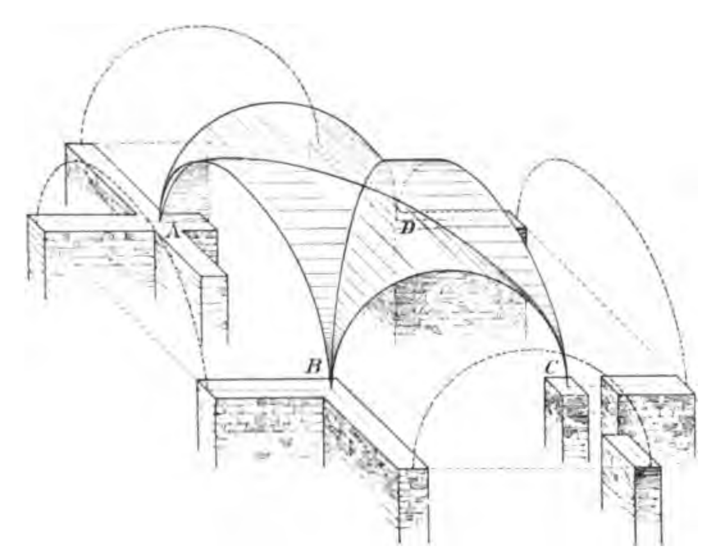
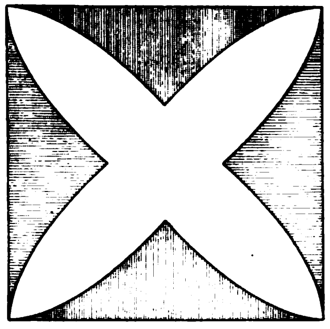


Abb. 367. Schablone der Kreuzgewölbflächen.



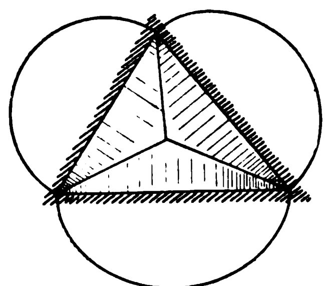
Beim Klostergewölbe werden alle 4 Widerlagsmauern, bzw. Architrave oder Bogen, belastet und zwar trifft die Hauptlast je die Widerlagsmauer in der Mitte ihrer Längsausdehnung; beim Kreuzgewölbe dagegen werden nur die Punkte A, B, C und D belastet, so daß dasselbe an diesen Stellen auch statt durch Mauern, wie bei A und B, durch Pfeiler, wie bei C, unterfangen werden kann. Führt man Seitenmauern an dem zu überwölbenden Raum aus, so erscheinen diese hier als Schildmauern. Selbstverständlich steht im Prinzip nichts entgegen, die Kreuzgewölbe-Schildbogen auf den Schildmauern vollständig ruhen zu lassen.

Die Diagonalkurven erscheinen beim Klostergewölbe am Äußern der Wölbungsschale als Grate, am Innern derselben als Kehlen; beim Kreuzgewölbe liegt der Fall umgekehrt.

Als Schablone für ein Halbkreis-Klostergewölbe über einem Quadrat ergab sich eine Figur nach Abb. 320, S. 138; bei entsprechendem Kreuzgewölbe erhalten wir eine solche nach Abb. 367.

Auch das Kreuzgewölbe läßt sich über jeder beliebigen Vielecksform anordnen (Abb. 368 bis 371). Es empfiehlt sich, den Zusammenstoßpunkt der Gewölbegratlinien lotrecht über dem Schwerpunkt des Raumgrundrisses anzunehmen, wie es beim Kloster-

Abb. 368. Kreuzgewölbe über einem dreieckigen Raum.



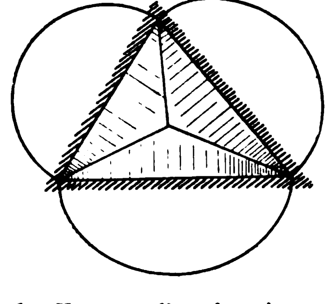


Abb. 369. Kreuzgewölbe über einem rechteckigen Raum.

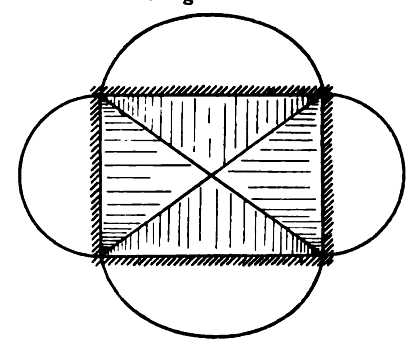


Abb. 370 u. 371. Kreuzgewölbe über einem vielseitigen Raum.

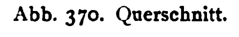
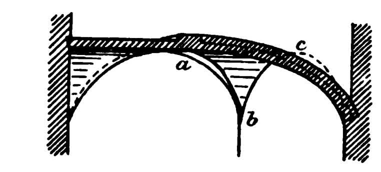


Abb. 370. Querschnitt.



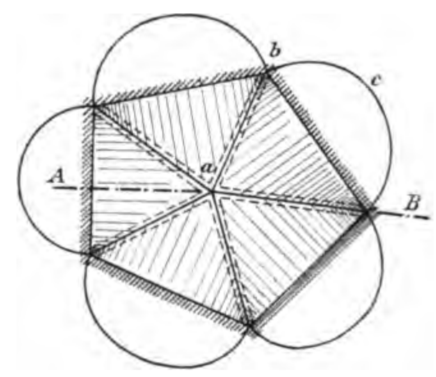
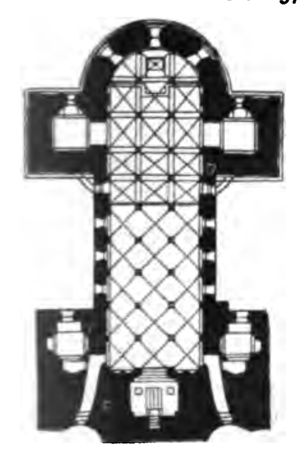


Abb. 371. Grundriß.

gewölbe, Abb. 321, S. 139 geschah, dann sind die Horizontalprojektionen der Grate die **geraden Verbindungslinien** des Schwerpunktes der Grundrißfigur mit den **Ecken** des Vielecks. Jeder Vielecksseite entspricht ein selbständiger Gewölbeteil, »**Kappe**« benannt.

Abb. 372 u. 373. Kreuzgewölbe in der Krypta der Sankt Gereonskirche in Köln.





Das Kreuzgewölbe besitzt verhältnismäßig bedeutende Festigkeit selbst bei großen Spannweiten. Aus dem gleichen Grunde, aus dem sich bei sphärischen Großkonstruk-

tionen eine konstruktive Ausbildung in Pfeilern, Bogen und getragenem Zwischengemäuer empfiehlt, hat das Kreuzgewölbe gegenüber dem Tonnen- und Klostergewölbe den Vorzug der Verteilung der Last, wie in § 54 ausgeführt wurde, auf einzelne Mauerteile, oder auf freistehende Pfeiler.

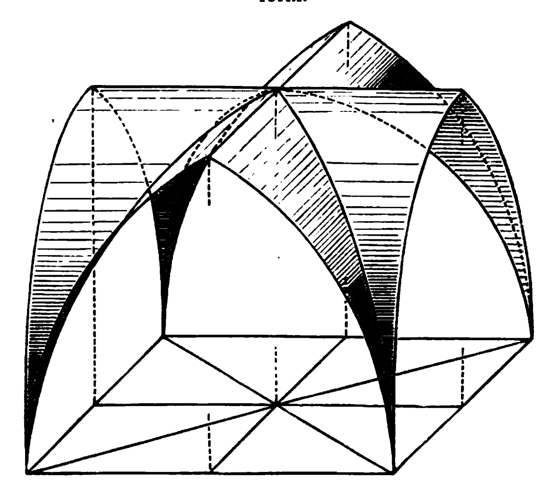
Was auf solcher Grundlage an großartiger Wirkung erzielt werden kann, hat im ersten Fall die Wölbekunst der Römer gezeigt, im zweiten Fall der gotische Baustil.

Die Anlage von Kreuzgewölben empfiehlt sich aber auch wegen der von ihr gewährten leichten Möglichkeit der Anordnung von Fenstern, selbst der allergrößten, ohne zur Anlage von Stichkappen greifen zu müssen, da, wie erwähnt, alle Seitenmauern zu Gewölbe-Schildmauern geworden sind.

Abb. 372[29]) zeigt eine »romanische« Anlage von Kreuzgewölben »ohne« und »mit« Gurtbogen; Abb. 373 bietet hierzu eine perspektivische Ansicht.

§ 75. Ausbildung. Die ältesten Kreuzgewölbe wiesen halbkreisförmige Schildbogen auf; dieses waren die Haupt-(Prinzipal-)Bogen, aus denen dann die Diagonalbogen, auf dem Wege der Vergatterung als halbe Ellipsen entwickelt wurden. Später ging man dazu über, die Diagonalbogen als Hauptbogen zu behandeln; man gab ihnen der Einfachheit wegen Halbkreisform und bekam dann bei gleicher Scheitelhöhe die Schildbogen in Spitzbogenform (Abb. 374). Die Anordnung von halbkreisförmigen Diagonalbogen erleichterte die freihändige Gewölbeausführung bei Schwalbenschwanzverband sowohl im allgemeinen, als auch im besondern bezüglich Herstellung der Grate.

Abb. 374. Kreuzgewölbe mit Schildbogen in Spitzbogenform.



Ist ein unregelmäßiger Grundriß mit einem Kreuzgewölbe zu überdecken, so wird irgend einer der Gratbogen als Haupt-(Prinzipal-)Bogen angenommen und womöglich als Halbkreis gestaltet; dann werden aus diesem die übrigen Gratbogen, sowie die Schildbogen entwickelt.

Die Eigenart der Kreuzgewölbeform führte in der Praxis zu besonderen Ausgestaltungen. Im vorigen Paragraphen wurde erwähnt, daß die Hauptlast des Kreuzgewölbes sich in dessen oberen Teilen befindet. Dieser Umstand hat ein verhältnismäßig starkes Sichsetzen des Gewölbes zur Folge, das ein »Einschlagen« der Scheitellinien verursachen kann. Es empfiehlt sich deshalb, die einzelnen Tonnen-Scheitellinien von den Schildbogen nach dem Kreuzungspunkt hin ansteigen zu lassen — sie erhalten »Stich« (Stechung); dabei können diese Scheitellinien gerade (Abb. 375), oder gebogen (Abb. 377), angenommen sein.

Auch die einzelnen Gewölbekappen bieten in ihrer Wölbungsausführung Gefahr des Einschlagens. Um hiergegen aufzukommen ging man dazu über, dieselben zwischen den Gratbogen und Schildmauern (bzw. Schildgurtbogen) nicht nach Zylinderform, sondern je für sich sphärisch auszubilden — sie wurden »gebust«, sie erhielten »Busen«

---

[29]) Die Abb. 372, 373 u. 402 sind entnommen: Fr. Bock, »Rheinlands Baudenkmale des Mittelalters«, Bd. I u. III, Köln 1870.

(Abb. 378). Neben diesen Ausbildungen wurden auch Kreuzgewölbe ausgeführt, bei denen der Kreuzungspunkt der Diagonalgurten sich tiefer befindet als die Scheitelpunkte

Abb. 375. Gerade steigender Stich.

Abb. 376. Gerade fallender Stich.

Abb. 377. Steigender Bogenstich.

der Schildbogen, die unter sich meistens in gleicher Höhe angenommen werden. In diesem Falle haben wir es mit Diagonalgraten zu tun, die nach dem Mittelpunkt des Raumes zu abfallen; auch diese können »gerade« (Abb. 376), oder »gebogen« (Abb. 379) gebildet sein.

Abb. 378. Wagerechter Busen.

Abb. 379. Fallender Busen.

Steigende Scheitelanlage hat sich bei Kreuzgewölben sehr bewährt; man gibt ihrem »Stich« etwa $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{30}$ der Diagonalspannweite des Gewölbes. Die Darstellung der Stechungs-Konstruktion ist besonders kurz und klar in der ausführlichen Baukonstruktionslehre von Breymann-Warth entwickelt, der die Abb. 380 u. 381 (s. auch Fußnote 19, S. 110) entnommen wurden. Diese zeigen ein Kreuzgewölbe über einem Quadrat mit Halbkreis-Wandbogen und gerade steigenden Scheiteln. Die Kappenflächen gehören steigenden Zylindern an und die Diagonalgrate bilden elliptische Spitzbogen.

Um diese auftragen zu können, ist zu beachten — wir folgen der Erläuterung zu diesen Abbildungen, — daß die Kappe ABS entsteht, indem die Bogenlinie $A' C' B'$ im Aufriß parallel zu sich selbst auf der steigenden Achse vorrückt und die steigende Zylinderfläche beschreibt; diese Steigung sei in Mb gegeben. Schlägt man die Steigungslinie im Grundriß nach CS um, so wird, wenn der Bogen z. B. bis D vorgerückt ist, der Mittelpunkt um die Strecke x in die Höhe gerückt sein; macht man deshalb $Mm = x$, oder was dasselbe $= oo$, nachdem $A'b$ gezogen, schlägt mit dem Radius R des Wandbogens von m aus einen Kreis $D' 2'$, und schneidet diesen

Abb. 380 u. 381. Die Konstruktion der Stechung.

Abb. 380. Ansicht.

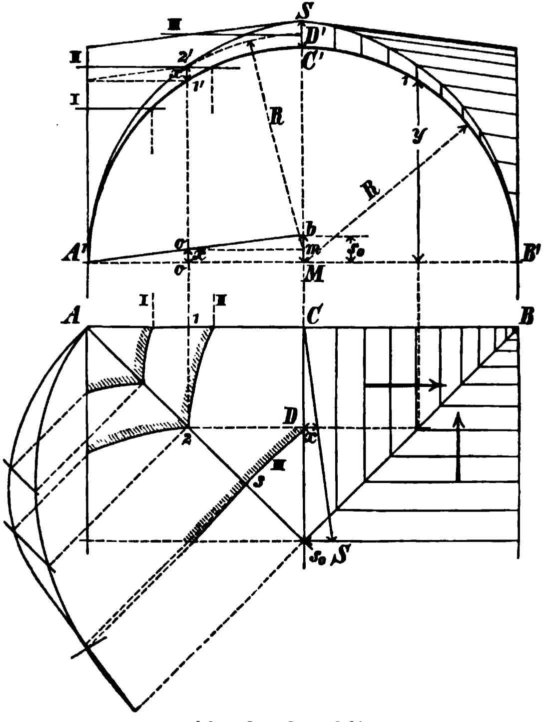


Abb. 381. Grundriß.

mit der durch den Gratpunkt 2 gehenden Vertikalen, so erhält man dadurch einen Punkt 2' des Gratbogens, den man hiernach in der Umklappung verzeichnen kann. Es ist $1'2' = oo = Mm = x$, denn Punkt 1 ist bis 2 um eben so viel gestiegen wie die Achse oder die Scheitellinie von C nach D, d. h. um x. Um somit im Aufriß die Projektion der diagonalen Bogenlinie zu erhalten, genügt es, die Steigungsmaße $x = oo$ nach $1'2'$ anzutragen, wonach bei genügender Anzahl Punkte die Gratlinie durch Umklappung in ihrer wirklichen Gestalt verzeichnet werden kann. In dieser Abbildung wie in den folgenden sind auf der rechten Hälfte lotrechte und auf der linken wagerechte Schnitte dargestellt, aus denen die Schärfe des Grates und dessen allmählicher Verlauf gegen den Scheitel hin zu ersehen ist.

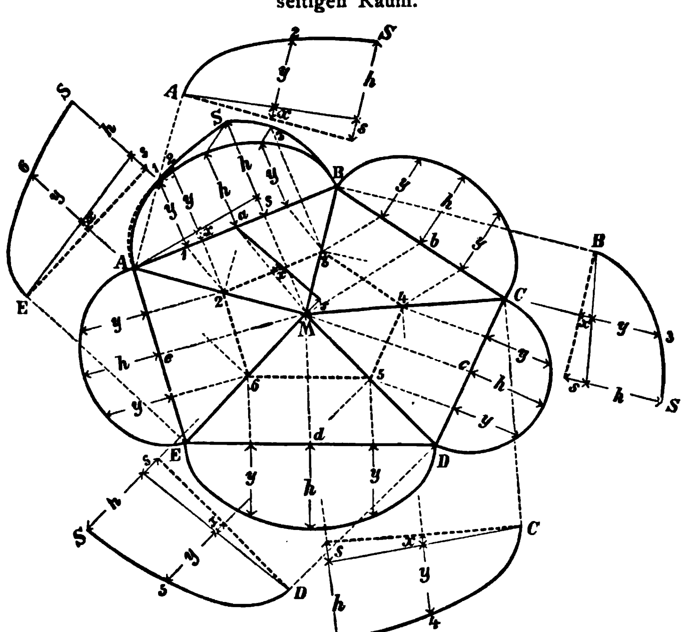
In Abb. 380 u. 381 ergibt sich bei der angenommenen Stechung s (gleich etwa $\frac{1}{20}$ der Diagonalen-Spannweite) beim Horizontalschnitt III bereits kein erhabener Grat mehr, sondern eine, wenn auch sehr geringe Einsenkung, eine »Kehle«, die bei zunehmender Stechung wächst und sich auf immer größere Längen der diagonalen Bogenlinie erstreckt. Diesem Übelstand wird durch Einschränkung der Stechung auf $\frac{1}{30}$ und durch »Herausputzen« der Grate gegen den Scheitel begegnet (Abb. 382).

Abb. 382. Herausputzen der Grate.



Abb. 383 zeigt ein Kreuzgewölbe mit gleich hohen Wandbogen und gerader Stechung über einem unregelmäßigen Vieleck.

Abb. 383. Kreuzgewölbe mit gleich hohen Wandbogen über einem vielseitigen Raum.



§ 76. Ausführung.

Bezüglich Wahl der Materialien und Verbandarten gibt das bisher über Wölbung von Tonnen- und sphärischen Gewölben Mitgeteilte die nötigen Aufschlüsse. Die Stärke der Gewölbeschalen pflegt man »bei einer Spannweite bis zu 6 m $\frac{1}{2}$ Stein, bei einer Weite bis zu 9 m $\frac{1}{2}$ Stein im Scheitel und 1 Stein am Widerlager anzunehmen. Geht die Spannweite über 9 m hinaus, so gibt man den Kappen zweckmäßig durchweg 1 Stein Stärke. Bei Kreuzgewölben, deren Kappen aus hinreichend festen und lagerhaften Bruchsteinen oder aus gutem Quadermaterial einzuwölben sind, kann die Kappenstärke ungefähr gleich $\frac{1}{25}$ ihrer Spannweite genommen werden«.

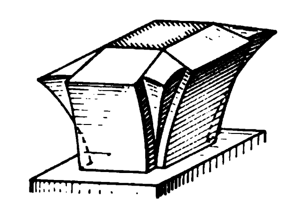
Die Anwendung des Läuferverbandes, die auch hier volle Einrüstung beansprucht, bedingt einen starken Verhau der Steine an den Graten. Der Schwalbenschwanzverband in Backsteinen kann auch beim Kreuzgewölbe, normal zu den Graten freihändig ausgeführt werden, jedoch nur von geübten Arbeitern; derselbe bietet konstruktiv den Vorteil des Übertragens eines Teiles der Gewölbelast auf Schildmauern oder Schildgurtbogen. Gebuste sphärische Kappen werden auch hier ohne Gerüst, entsprechend Abb. 161, S. 108 gemauert.

Besondere Aufmerksamkeit erfordert die Gestaltung der Widerlager, da diese auf verhältnismäßig kleiner Fläche eine große Last aufzunehmen haben. Bei Kreuzgewölben im gewöhnlichen Häuserbau nimmt man für die Widerlagstärke etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ der Diagonalspannweite an. Da der Druck des Gewölbes, wie wiederholt besprochen, nach der Kettenlinie wirkt, so ergibt sich namentlich bei Pfeilern die Notwendigkeit, dieselben nach unten zu um so breiter zu halten, je höher die Kämpferlinie der Gewölbe über der Fußfläche der Widerlager liegt, bzw. sind die Pfeiler durch besondere Aufsätze, in der Gotik »Fialen« genannt, beschwert. Aus den konstruktiven Folgerungen des Gewölbedruckes hochgestellter Kreuzgewölbe hat sich der Gotische Kirchenbaustil mit seinen abgetreppten Widerlagspfeilern und den Strebebogen (Schwippbogen) entwickelt.

Wenn bei Wohnhausverhältnissen die Höhe der Widerlager mehr als 2,50 m beträgt, so sind die eben mitgeteilten Stärken etwa um $\frac{1}{10}$ zu vergrößern. In vielen Fällen werden Verschlauderungen zur Verstärkung der Widerlager angeordnet.

Auch die Gewölbeanfänger bebürfen besonders sorgfältiger Ausführung. Ihre Herstellung ist bei Wölbung in Backsteinen sehr schwierig, weshalb man diese Teile auch für Backsteingewölbe gern in Hausteinen ausführt. Unter Annahme eines Kreuzgewölbes über quadratischem Grundriß mit diagonalen Rundbogen zeigt die Abb. 384 einen Werksteinanfänger für Backsteinwölbung im Schwalbenschwanzverband.

Abb. 384. Werksteinanfänger eines Kreuzgewölbes.



Die Herstellung der Grate ist in § 55 besprochen. Bei Gewölben bis zu 3 m Spannweite werden dieselben in einfachster Weise ausgeführt; bei größeren Spannweiten gibt man denselben »Verstärkung« entsprechend Abb. 280 bis 287.

Sowohl bezüglich der Ausführungsart als hinsichtlich ihrer Gesamtgestaltung erfuhr die Kreuzgewölbe-Anlage besondere Ausbildung durch Schaffung der Rippen-Kreuzgewölbe, der Mehrteiligen- sowie der Stern- und der Netz-Kreuzgewölbe usw.

Alle Kreuzgewölbearten können, da sie auf der Durchkreuzung von Tonnen beruhen, auch wie die Tonnen selbst, beliebige Bogenformen im Querschnitt aufweisen.

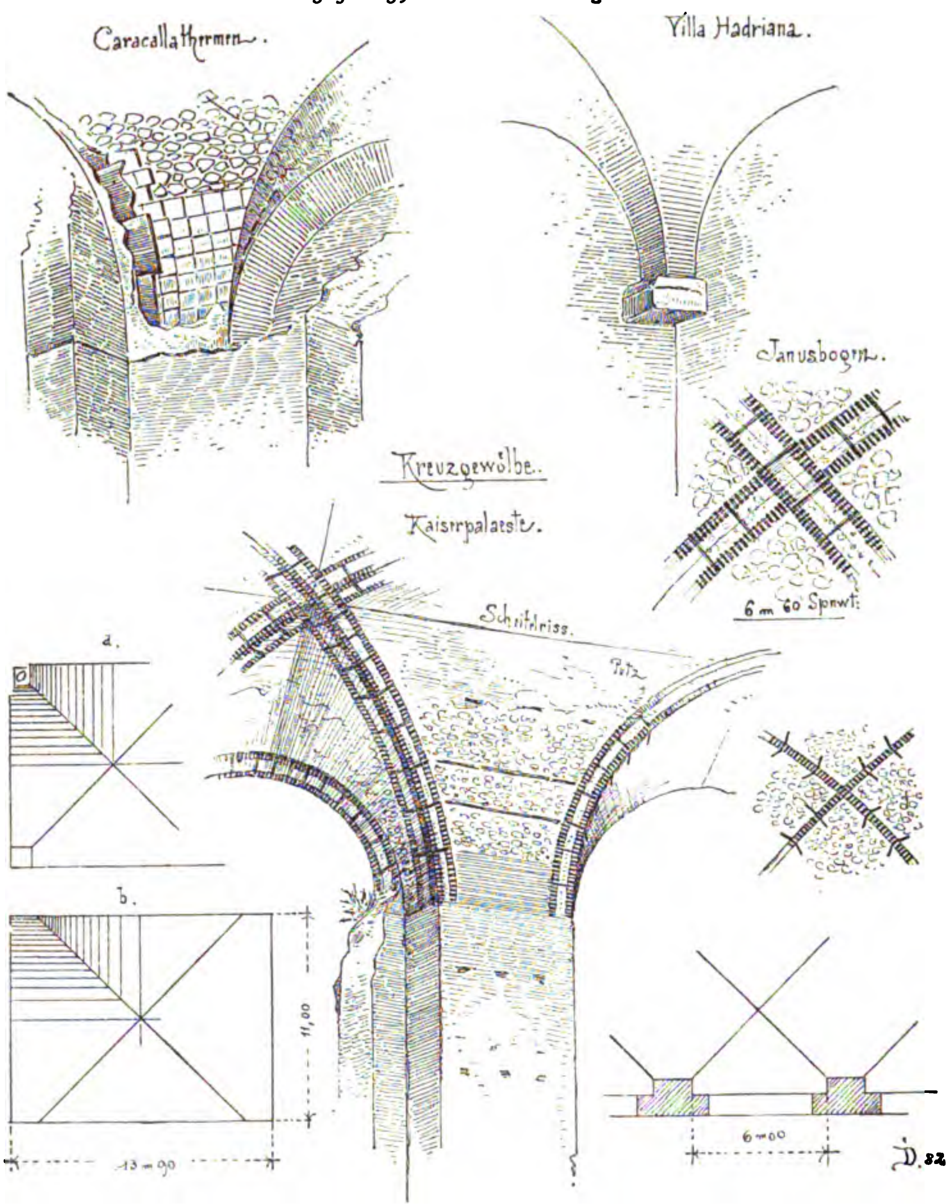
§ 77. Kreuzkappengewölbe. Entsprechend der Bezeichnung von Tonnen- und Kugel-Kappengewölben werden auch unter Anwendung gedrückter (flacher) Wölbungen »Kreuzkappengewölbe« gebildet. Bei dieser Bezeichnung darf nicht übersehen werden, daß, wie oben erwähnt, unter dem Ausdruck »Kappe eines Kreuzgewölbes« eine Teilfläche des Kreuzgewölbes selbst, zwischen Grat und Schild, zu verstehen ist, ohne daß das Gewölbe gleichzeitig ein sogenanntes »Kappengewölbe« zu sein braucht.

In Wohnhausbauten gibt man der Pfeilhöhe von Kreuzkappengewölben etwa $\frac{1}{7}$ ihrer Spannweite; die Wölbeschale erhält bis zu 5 m eine Stärke von $\frac{1}{2}$ Stein, doch sind bei Spannweiten über $2\frac{1}{2}$ m Gratverstärkungen anzuordnen. Die Widerlager erhalten eine Stärke von $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der diagonalen Spannweite.

§ 78. Besondere Arten von Kreuzgewölben. Kreuzgewölbe aus der römischen Kaiserzeit zeigen entsprechend den Abbildungen 385 bis 392 die Ausbildung der Diagonalgrate in Guß- oder Backsteinausführung; in der ersten Zeit des Mittelalters wurden dieselben wie soeben in § 76 besprochen ausgeführt.

a) **Rippen-Kreuzgewölbe.** In der zweiten Hälfte des Mittelalters ging man dazu über, die Grate sowohl für Ausführung der Gewölbe in Bruchstein als in Backstein in selbständiger Weise in Hausteinen herzustellen, so daß dieselben zu Grat-Gurtbogen wurden, die dem Wölbungsgemäuer der Kappen als Widerlager dienten

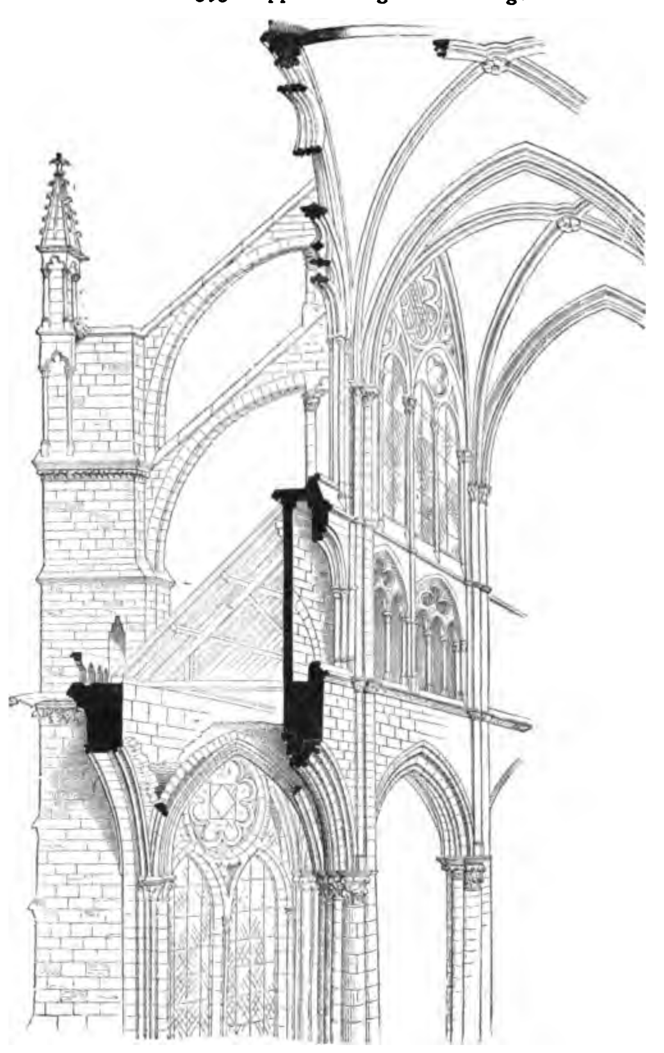
Abb. 385 bis 392. Römische Kreuzgewölbe.



(s. Abb. 288 bis 291 u. 402). Hierdurch erhielt das Kreuzgewölbe in konstruktiver und formaler Beziehung jene Bewegungsfreiheit, die zur Vielseitigkeit des »Gotischen Baustiles« geführt hat. Die Abb. 393 zeigt eine gotische Rippen-Kreuzgewölbe-Anlage.

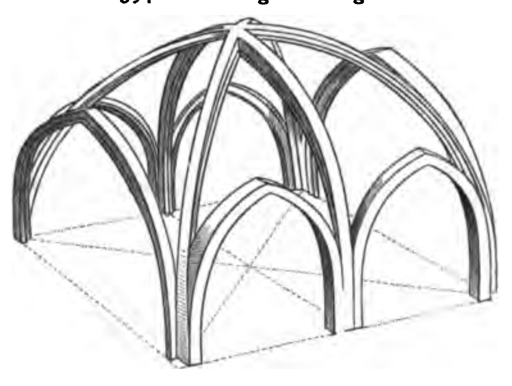
b) **Mehrteilige Kreuzgewölbe.** Unter Einfügung von weiteren Rippen (Nebenrippen) werden des öftern die Kappen vom Scheitel aus geteilt, wodurch die Zahl der Kappenfelder auf sechs, acht usw. erhöht wird; für jedes weitere Kappenfeld ist dann

Abb. 393. Rippen-Kreuzgewölbe-Anlage.



auch ein weiterer Schildbogen über der Kämpferhöhe anzuordnen. Solche Gliederung spielte im gotischen Baustil eine große Rolle und führte zu wirkungsvollen Gewölbeformen, bei denen die Nebenrippen schwächer gehalten waren als die Hauptrippen.

Abb. 394. Sechsteiliges Kreuzgewölbe.



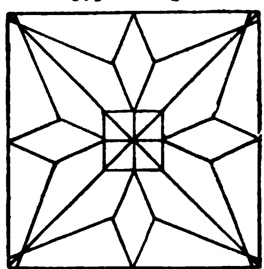
In Abb. 394 ist ein Sechsteiliges Kreuzgewölbe im Schema dargestellt.

c) Stern- und Netz-Gewölbe. Erhalten die Kreuzgewölbe außer den genannten Haupt- und Nebenrippen auch noch Querrippen, die normal oder schräg zu jenen liegen, so entsteht irgend ein Sterngewölbe: Abb. 395 [30]) zeigt ein Beispiel hierfür. In der Folge ging man dazu über, sämtliche

[30]) Die Abb. 395 bis 401 sind entnommen: G. DEHIO und G. VON BEZOLD, »Die kirchliche Baukunst des Abendlandes«, II. Bd., Stuttgart 1901.

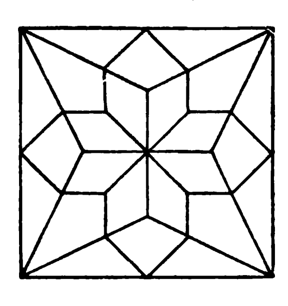
Rippen gleich stark zu halten und nachdem man sich an diesen Zustand gewöhnt hatte, ließ man die Diagonalrippen überhaupt fallen und gestaltete das Gewölbe etwa nach Beispiel Abb. 396 u. 397. In späterer Zeit verzichtete man auch auf die Gurtrippen und erhielt Gewölbe nach Abb. 398 u. 399, und schließlich wurden die Rippen in doppelter Krümmung ausgeführt (Abb. 400 u. 401). Die drei letztgenannten Abbildungen sind Beispiele von Netzgewölben.

Abb. 395. Sterngewölbe.



Zunächst wurden die einzelnen Kappenfelder je besonders mit Busung ausgeführt, wie aus der Abb. 398 hervorgeht; nachmals aber wurde diese Ausführungsart aufgegeben. Man legte dann die einzelnen Kappenfelder in eine gemeinsame Wölbungsfläche und kehrte damit zum uralten Tonnengewölbe zurück, dem nunmehr ein Rippenwerk eingegliedert war, das die Last der Tonne auf einzelne Punkte verteilte.

Abb. 396 u. 397. Sterngewölbe der St. Kastorkirche in Koblenz.



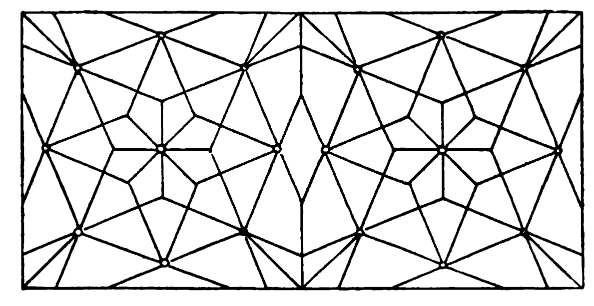


Abb. 398 u. 399. Netzgewölbe.

Abb. 398. Querschnitt.

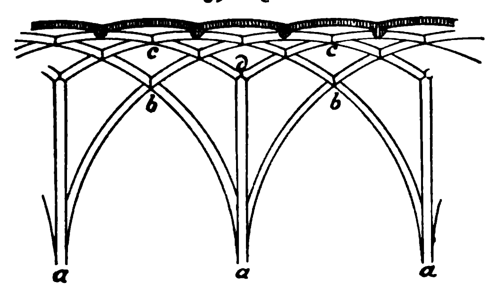


Abb. 399. Grundriß.

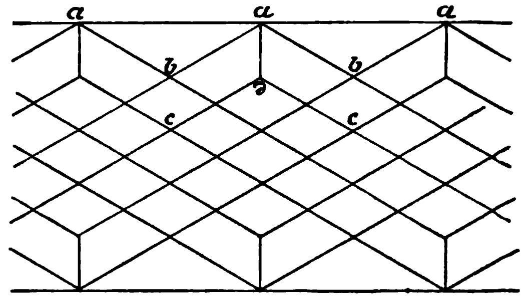


Abb. 400. Netzgewölbe im Münster zu Straßburg.

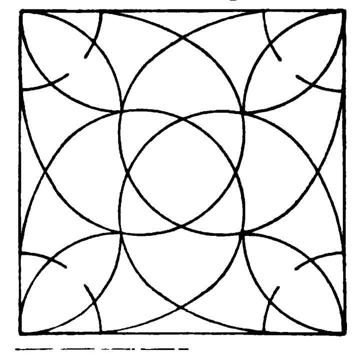
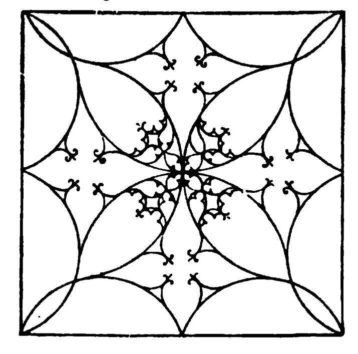


Abb. 401. Netzgewölbe in der Kapitolkirche in Köln.



Die Abb. 402 zeigt ein Netzgewölbe aus spätgotischer Zeit; in den Abb. 403 bis 406 [31]) ist die Verbandart des Mauerwerks der einzelnen Gewölbekappen ersichtlich.

d) Fächer- oder Trichter-Gewölbe und hängende Gewölbe. Von weiteren betreffenden besonderen Gewölbearten seien hier noch

[31]) Die Abb. 403 bis 406 sind hergestellt nach: Viollet-le-Duc, »Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XI. au XVI. siècle«, Paris 1889.

Abb. 402. Fahnensaal der Burg Eltz.

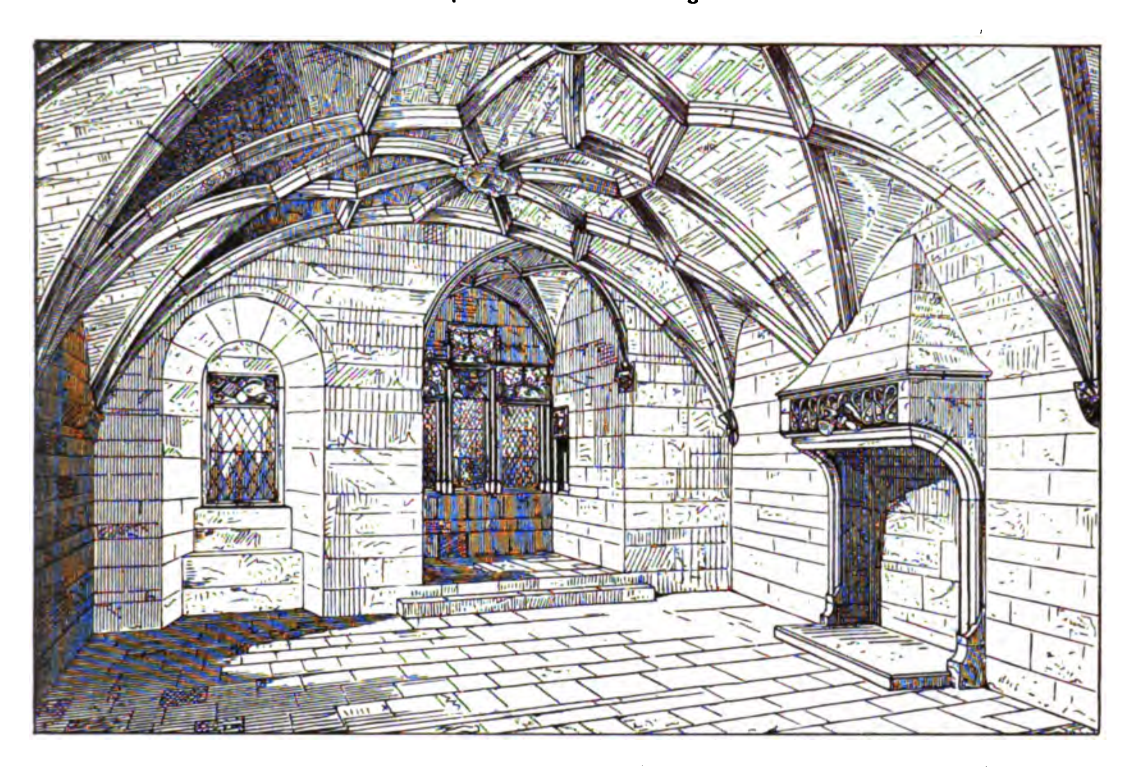
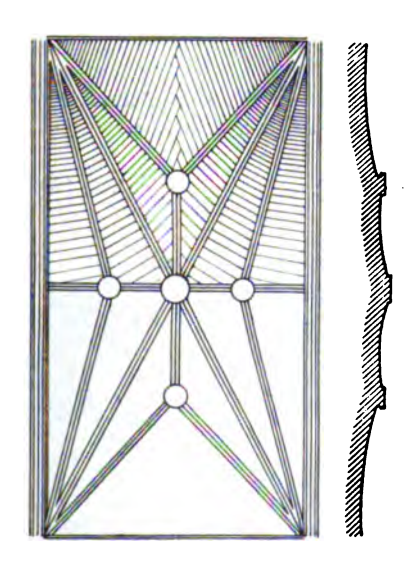
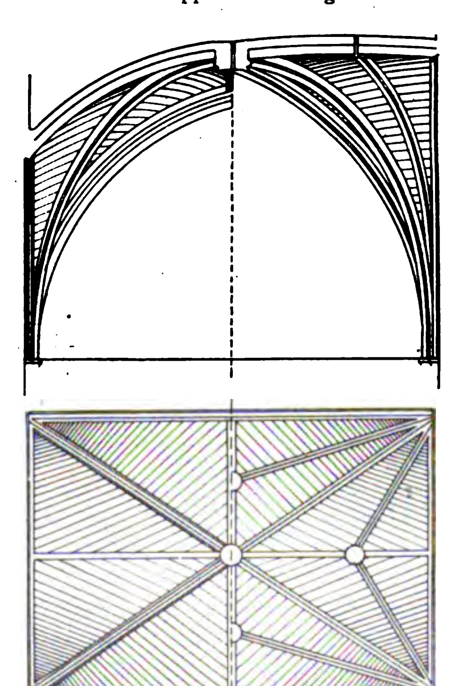


Abb. 403 bis 406. Verbandart des Mauerwerks der Gewölbkappen von Netzgewölben.

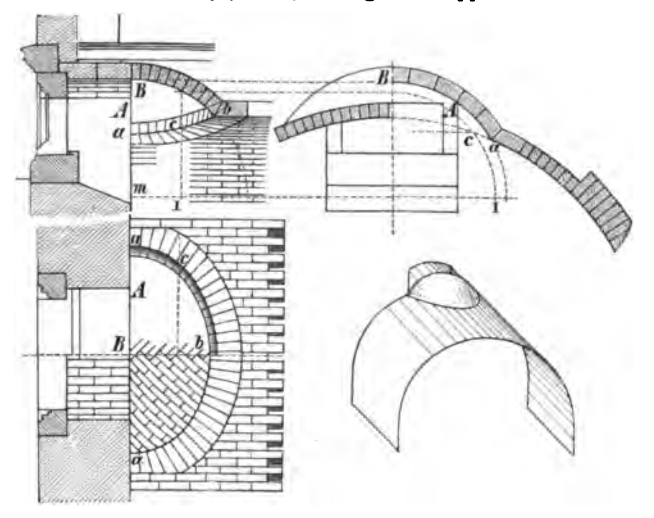




das Fächer- oder Trichter- und das hängende Gewölbe genannt, die aber im Hochbauwesen der Gegenwart kaum eine Rolle spielen.



Abb. 407 bis 410. Kugelstichkappen.



7. Teilgewölbe.

§ 79. Verschiedene Arten von Teilgewölben.

Zu den Teilgewölben gehören außer den schon in den §§ 59 u. 60 erwähnten Stichkappen, auch Chor- und Nischengewölbe, Pendentifs, sowie Trompen.

a) Stichkappen. Bei den bisher betrachteten Gewölben handelte es sich um Überdeckung von Gebäuderäumen; eine Ausnahme bildeten die Stichkappen, welche als kleine Hilfsgewölbe zum Überdecken von Raumteilen dienen. Die in den Abb. 307

Abb. 411 bis 413. Nischengewölbe aus Haustein.



Abb. 414. Unterstützung von Gewölbwangen durch Überkragung.

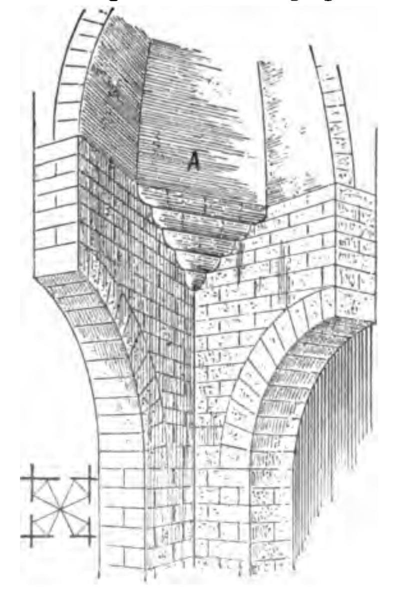


Abb. 415 u. 416. Überleitung vom Viereck ins Achteck durch Bogen mit wagerechter Scheitellinie.

Abb. 415. Ansicht.

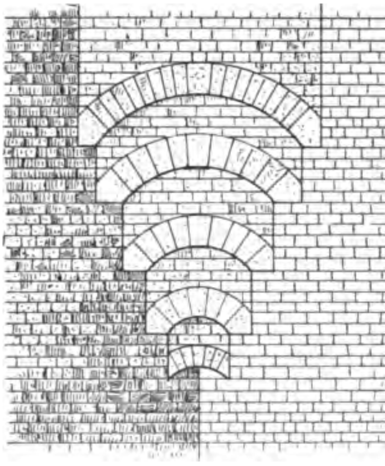
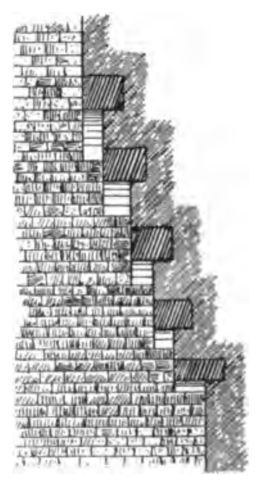
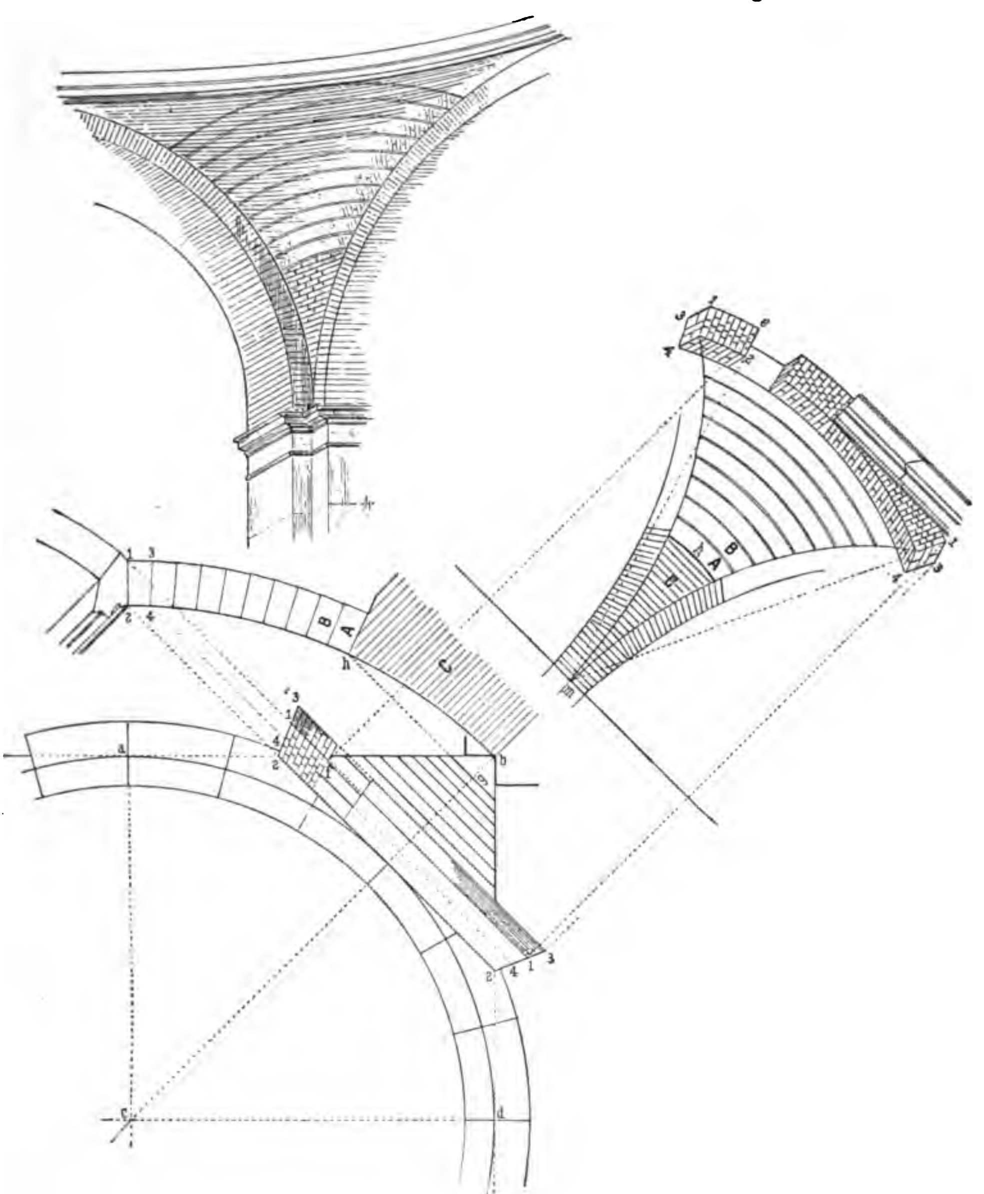


Abb. 416. Querschnitt.



bis 309, S. 135, und 261 bis 265, S. 125, dargestellten Stichkappen sind mit Zylinder- und mit Kegelflächen gewölbt; wie die Abb. 407 bis 410 zeigen, läßt sich in solchem Fall ebensowohl die Kugelwölbung anwenden. Da auch diese »Kugelstichkappen« oder allgemein »sphärische Stichkappen« auf anderen Gewölben aufsitzen und diese belasten, so ist es naheliegend, sie so leicht wie möglich herzustellen.

Abb. 417 u. 418. Gewölbezwickel aus konzentrischen Ringen.



b) Die Chor- und Nischengewölbe gehören ebenfalls der Klasse der sphärischen Gewölbe an und stellen im allgemeinen den vierten Teil der Schale eines geschlossenen sphärischen Körpers dar. Die Chorgewölbe werden über Räumen, die Nischengewölbe dagegen als oberer Abschluß von Mauernischen ausgeführt. Ihre Herstellung erfolgt nach den Gesetzen der sphärischen Wölbung.

Bei Nischengewölben wird es sich besonders oft um Verwendung von Haustein als Baumaterial handeln; hier kann der Steinschnitt beispielsweise nach den Abb. 411 bis 413 erfolgen. Überdeckt man Nischen mit Kegel- oder Tonnenwölbungen, so erhält man zwar auch »Gewölbe über Nischen« nicht aber, was man mit dem Ausdrucke »Nischengewölbe« bezeichnet.

c) **Pendentif.** Wenn, wie bei Abb. 327, S. 141 besprochen, über einen Raum ein Gewölbe auszuführen ist, dessen Kämpferumfassungslinie auf hohle Stellen zu liegen käme, so handelt es sich um deren Ausfüllung, bzw. um Unterfangung des Gewölbes an diesen Stellen. Statt um ein Gewölbe, wie in genannter Abbildung, kann es sich auch einfach um aufsteigendes Mauerwerk handeln. Die einfachste Lösung ist das Vorspringenlassen einer Steinplatte als Unterlage der oberen Last; ein Beispiel hierfür bietet Abb. 333, S. 143.

Eine zuverlässigere Konstruktion beruht auf Überkragung von Steinplatten oder Mauerschichten (Abb. 414) oder von einzelnen gemauerten Bogen mit wagerechtem Scheitel (Abb. 415, 416) oder bei geringerer Bogenanzahl mit steigendem Scheitel. Als Ersatz für letztere wird auch ein einzelnes kegelförmiges (konisches) Gewölbe angewendet.

Verfährt man bei solchem Übergang nach Art des Nischenabschlusses, d. h. wendet man ein sphärisches Gewölbe an, so erhält man ein sog. »Pendentif«, einen »Gewölbezwickel«. Die Ausführung dessen Wölbung erfolgt entweder nach Schwalbenschwanzart oder in wagerechten Keilschichten oder nach Abb. 417 u. 418 in konzentrischen Ringen.

Einen in formaler Beziehung verschwommenen Übergang vom Viereck zur Kuppel zeigen Abb. 335 u. 336, S. 143 in Aufriß und Grundriß bezüglich der Kehllinie yx, die nach oben zu langsam in dem sphärischen Zwickelgewölbe verläuft, so daß es an dieser Stelle keine klar ausgesprochene Flächenbildung besitzt.

Die Verwendung von Nischengewölben als Ersatz für Pendentifs zeigen die Abb. 419 u. 420; unter den vorspringenden Teilen des Kuppelgewölbes sind hier Schmuckformen in Stuck aufgetragen.

Abb. 419 u. 420. Nischengewölbe als Ersatz für ein Pendentif.

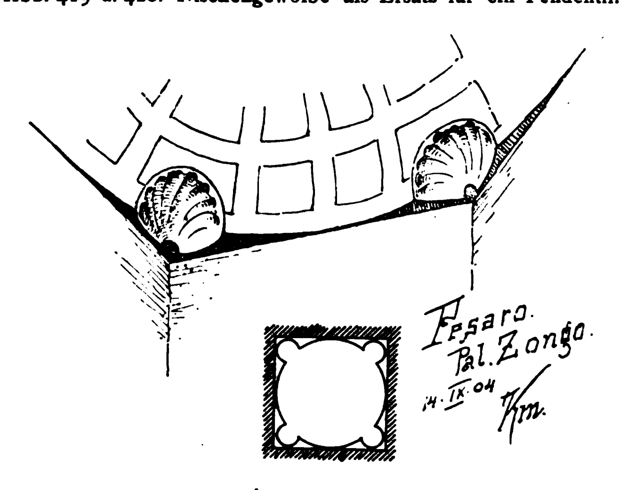
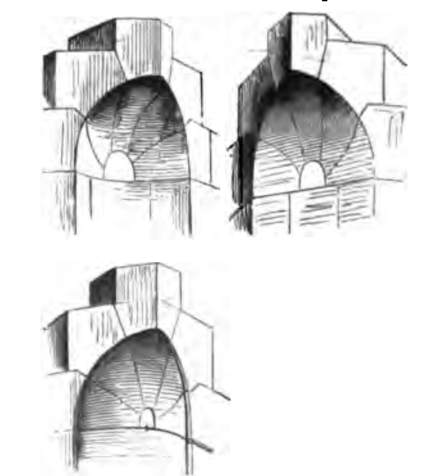


Abb. 421 bis 423. Trompen.



d) **Trompe.** Handelt es sich um einen Übergang von unten nach oben zu in ein Vieleck von geringerer Seitenzahl, also um Unterfangung einer vorspringenden Ecke, so kann in einfacher Weise hier abermals eine Platte, ohne oder mit Unterstützung durch eine Konsole, oder Überkragung angewendet werden; man kann aber auch hier ein Teilgewölbe anwenden, das man dann mit dem Ausdrucke »Trompe«

(»vorgekragte Wölbung«) bezeichnet. Die abgeschrägte Ecke kann in ihrer Schräge eine gerade oder beliebig gebogene Linie aufweisen (Abb. 421 bis 423).

8. Zusammengesetzte Gewölbe.

§ 80. Allgemeines. Gewölbeteile finden nicht nur für selbständige Architekturglieder Verwendung, sondern sie werden auch vielfach mit anderen Gewölbeteilen verbunden, um nach solcher »Zusammensetzung« dann vollständige Deckengewölbe über Gebäuderäumen zu bilden. Diese lassen bezüglich ihrer Formgestaltung verschiedene Möglichkeiten zu; auch ist auf ihre Ausbildung und Erscheinung der Umstand von Einfluß, ob dieselben beim Anschluß der einzelnen Teilgewölbe aneinander, direkte Übergänge unter Anwendung von, in ihrem Mauerwerk ausgeführten Graten, bzw. Kehlen, aufweisen oder ob an diesen Stellen Gurten (Rippen), sei es in Mauerwerk, sei es in Hausteinen, angeordnet werden.

Ferner lassen sich zusammengesetzte Gewölbe auch durch Vereinigung von vollständigen Raumabdeckungswölbungen bilden. Ein solches gemischtes Raumgewölbe entsteht beispielsweise durch die Verschmelzung eines Kreuzgewölbes mit einem Kuppelgewölbe.

§ 81. Gewölbeverbindungen.

a) Kreuz-Kuppel-Gewölbe. Durch Übertragung ins Große des in § 79, c besprochenen Übergangs yx in Abb. 335 u. 336 von der Vieleckskehle in eine Kuppelwölbungsform entsteht das Kreuz-Kuppel-Gewölbe, das von den Altrömern vielfach ausgeführt wurde und später in der Renaissancezeit große Bedeutung erlangte. Es vereinigt in sich den konstruktiven Vorzug des Kreuzgewölbes bezüglich Übertragung der Gewölbelast durch die Diagonalbogen auf einzelne Widerlagerpunkte mit der Darbietung einer ungebrochenen großen, stetigen Fläche in ihrem oberen Teile. Eine solche ruhige Fläche ist von besonderem Nutzen, wenn es sich um Ausführung großer figürlicher Deckenmalereien handelt.

In dem Beispiel Abb. 424 u. 425 sind sowohl Schild- als Diagonalbogen Halbkreise, doch liegt der Mittelpunkt des Diagonalbogens unterhalb der Kämpferfläche (Punkt C' in Abb. 425). »Die Horizontalschnitte zeigen deutlich das Verlaufen der anfangs scharfen Gratecken nach dem Scheitel zu.«

Abb. 424 u. 425. Kreuz-Kuppel-Gewölbe.
Abb. 424. Querschnitt.

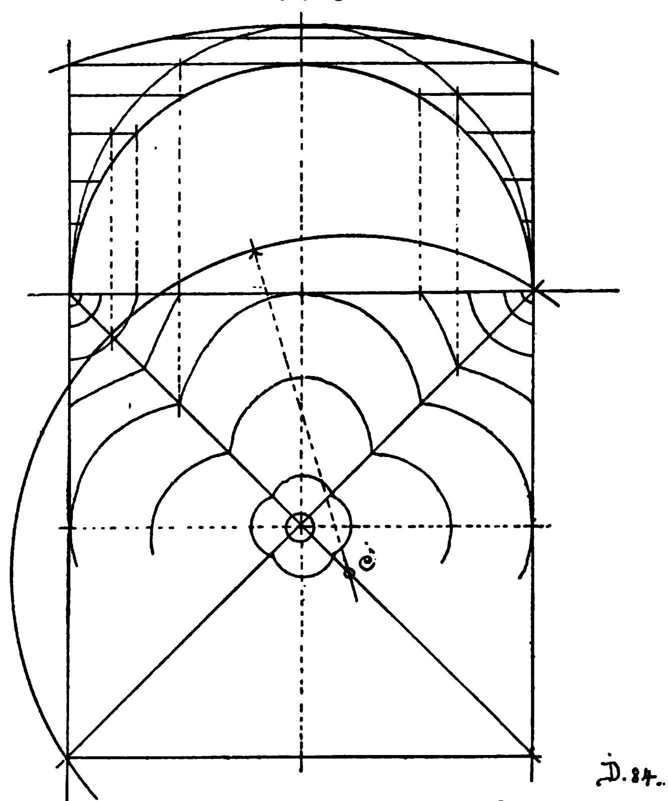
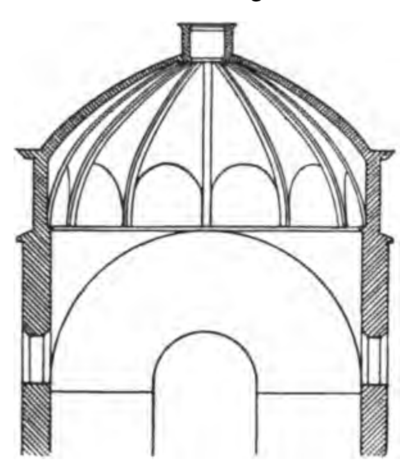


Abb. 425. Grundriß.

b) Schirmgewölbe. Wird die Schale eines sphärischen Raumgewölbes vom Scheitel aus strahlenförmig in einzelne Kappen zerlegt, deren Zusammenstöße (Grate oder Rippen) wohl in der inneren Gewölbe-Leibungsfläche liegen, deren eigene Wölbung aber je für sich mit »Busung« erfolgt, so entsteht ein Schirmgewölbe. Die Abb. 426 zeigt eine solche Ausführung bei einem Gewölbe über quadratischen Grundriß nach Schema III (Hängekuppel). Die Busung der einzelnen Schirmgewölbchen ist hier rundbogig, doch kann dieselbe auch nach anderen Bogenformen erfolgen.

Abb. 426. Schirmgewölbe.



c) Beliebige Gewölbe-Zusammenstellungen. Eine weitere Art von Gestaltung zusammengesetzter Gewölbe beruht auf Teilung eines Raumes durch gemauerte oder in Werksteinen hergestellten Gurtbogen (Rippen) in völlig freier Weise, nebst Ausfüllung des Raumes zwischen diesen mit Gewölben in Tonnen-, Kegel- oder sphärischen Formen. Wo die Raum-Höhenabmessung die Anlage auch vollerer

Abb. 427 bis 429. Vereinigung von Teilen eines Klostergewölbes mit Kugelkappen.

Abb. 427. Querschnitt. Abb. 429. Diagonalschnitt.

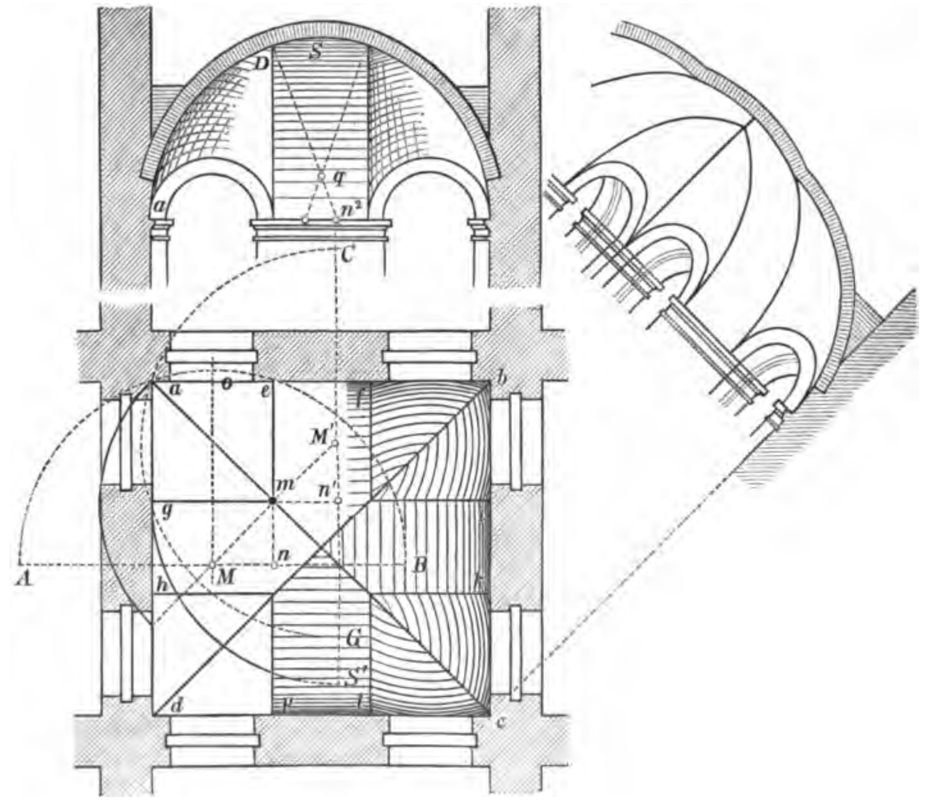


Abb. 428. Grundriß.

Teilgewölbe gestattet, wird die Mannigfaltigkeit der verschiedenen Wölbungsweisen und -Formen eine größere sein. Es ist ohne weitere Ausführung einleuchtend, daß auf

solcher Grundlage eine sehr große Anzahl von »zusammengesetzten Gewölben« ausgedacht werden kann, wie beispielsweise die Vereinigung von Teilen eines Klostergewölbes mit Kugelkappen (Abb. 427 bis 429).

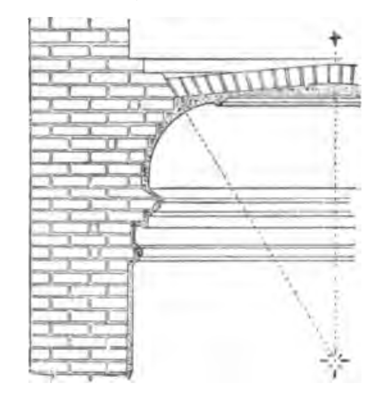
d) Spiegelgewölbe. Wir setzen die Betrachtung dieser Deckenform an den Schluß unserer Gewölbeabhandlung, weil sie in ihrer modernen Ausgestaltung den Übergang zu den Flachdecken bildet, die im III. Kapitel: »Holzkonstruktionen« besonders behandelt sind.

Das Spiegelgewölbe ist zusammengesetzt aus Klostergewölbe-Teilen, den »Vouten«, ohne oder mit Stichkappen, und, darüber, einem scheitrechten Gewölbe oder einem überaus flachen Kappengewölbe, dem »Spiegel«. Es ist besonders geeignet für Anlage von Stuckschmuck und Malereien und deshalb sowohl im Profanbau wie im Kirchenbau überaus oft verwendet worden.

Die Vouten, die zur Verstärkung »Gurtbogen« erhalten können, ruhen auf vorgekragten Widerlagsmauern; sie sind in dicker Wölbeschale und mit starker Hintermauerung herzustellen. Bei einfacher Ausführung geht das Voutengewölbe direkt in das Spiegelgewölbe über; empfehlenswerter aber ist es, an der Übergangsstelle einen besonderen »Kranz« herzustellen. Dieser wurde früher gemauert, neuerdings pflegt man ihn in eisernen I-Trägern herzustellen. Sobald der Kranz die Voutenanlagen, von der er getragen wird, vollständig verspannt, kann er auch als Lichtkranz zur Aufnahme einer Oberlichtkonstruktion statt eines Gewölbes dienen.

Für Ausführung des Spiegels als Gewölbe ist leichtestes Material zu wählen, wie Hohlsteine, Tuffsteine, Töpfe u. dgl. Je größer die Spiegelfläche ist, um so bedenklicher wird deren Ausführung als scheitrechtes Gewölbe; man wird ihr deshalb mindestens so viel Stich geben, als dieser noch mit Mörtel ausgefüllt werden kann, um eine vollständig wagerechte Bildfläche zu erhalten.

Abb. 430. Herstellung von Vouten durch Vorkragung.



Heutigen Tages erfolgt die Herstellung gering ausladender Vouten entsprechend Abb. 430 durch Vorkragung und betreffende Formgebung in Stuck. Zur Vermeidung der so überaus flachen Gewölbe im Spiegel ist man dazu übergegangen, den I-Eisenkranz als Träger eines leichten eisernen I-Gebälkes zu verwenden, der seinerseits zur Aufnahme von flachen Wölbungen in den Zwischenfeldern dient. Nachdem dieser Schritt getan war, ging man dazu über, für den I-Kranz etwas längere Träger zu verwenden und diese unmittelbar auf die Raummauern aufzulegen (Abb. 431 bis 435). Hierdurch sind die Vouten ihrer konstruktiven Aufgabe entledigt; sie treten nicht mehr als Träger, sondern nur noch als Deckenschmuck auf. Ihre Ausführung erfolgt nunmehr in leichtester Weise in Monier-, Rabitz- oder dergleichen Konstruktionen, die ebenso anwendbar sind, wenn die Vouten den wirkungsvollen Schmuck der Stichkappen erhalten.

Abb. 431 bis 435. Spiegelgewölbe mit Stützwerk aus Eisen.

Schnitt A B.

Schnitt C D.

V. Treppen in Haustein.

§ 82. Allgemeines. Dem Menschen gestattet sein Körper ein bequemes Fortbewegen auf wagerechter Fläche, wobei die Wirbelsäule möglichst in lotrechter Lage verbleibt, während das Oberbein, das Unterbein und der Fuß, je in einem Gelenke an ihrem oberen Ende, bewegt werden. Handelt es sich um Begehung schräg-

geneigter Ebenen, so werden die einzelnen Glieder in den Gelenken gegeneinander in andere Winkel gebracht, bzw. es kommt die Wirbelsäule aus ihrer lotrechten Lage im Hüftgelenk oder sie krümmt sich in sich; in solchen Fällen tritt leicht Ermüdung der Muskeln oder Unfähigkeit der Bewegung ein.

Die Abb. 436 erläutert in schematischer Weise, welche konstruktiven Anlagen eine Aufwärtsbewegung von einer Ebene zu höher gelegenen Punkten ermöglichen. Es sind dieses: Rampen, Rampentreppen mit ganz niedrigen und sehr breiten Stufen, Stufentreppen bei einer Neigung von etwa 20° bis höchstens 45°, dann Leitertreppen, bei denen die Fußspitze unter die Fläche der nächst höheren Stufe zu liegen kommt, und Leitern, bei welchen nur ein Klettern unter Zuhilfenahme der Hände möglich ist. Alle vom Punkte M zu ziehenden Radien entsprechen in zusammenfassender Weise schematisch den Beinrichtungen, welche der Mensch inne zu halten hat, wenn er Steigungen bei verschiedenen Treppenneigungswinkeln bewältigen will. Der von M aus beschriebene Kreisbogen gibt hierbei in seinen einzelnen Teilen, bzw. in deren Tangenten, die den Radien entsprechende Neigung der Lauffläche an.

Abb. 436. Die verschiedenen konstruktiven Anlagen zur Ermöglichung einer Aufwärtsbewegung.

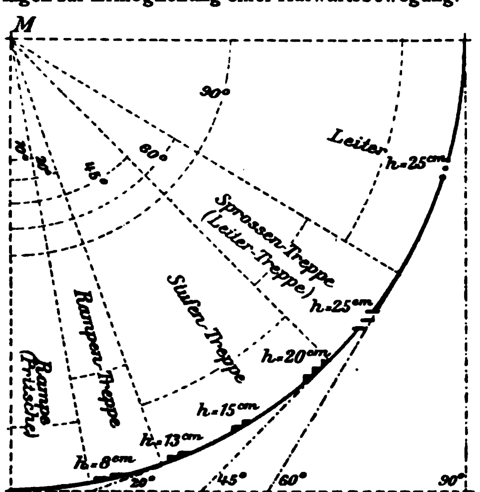
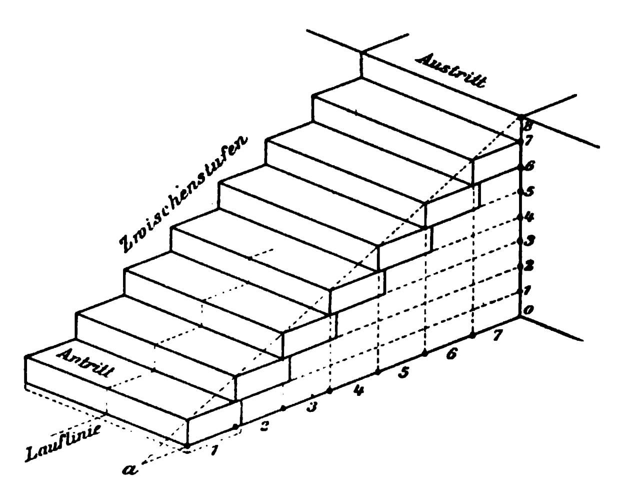


Abb. 437. Stufeneinteilung einer Treppe.

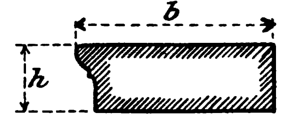


Aus Abb. 437 ist die Stufeneinteilung einer Treppe zu ersehen; zugleich sind hier verschiedene Einzelbezeichnungen eingetragen.

Bei jeglichem Neigungswinkel einer Treppe ($\measuredangle\, oa8$ in Abb. 437) muß das Verhältnis, gebildet aus Höhe (h) einer Stufe und deren Breite (b) — Steigung und Auftritt — ein dem menschlichen Körper angepaßtes Mittelmaß betragen. Die Erfahrung hat ergeben, daß man brauchbare Treppen erhält, wenn man für deren Stufen annimmt:

$b + h = 47$ bis 48 cm, oder $2h + b = 60$ bis 64 cm (etwa 63); je höher h wird, um so kürzer ist b zu bilden, und umgekehrt (s. Abb. 436).

Abb. 438. Stufenprofil.



h Steigung. b Auftrittfläche.

Bei Anlagen von Treppen ist meistens deren Gesamthöhe gegeben und gilt es dann, Steigung und Auftritt der Stufen festzustellen. Wie die Abb. 437 zeigt, kommt bei dem »Austritt« nicht die Auftrittfläche sondern nur die Steigung in Betracht; man hat es somit in diesem Falle, wenn die Anzahl der Steigungen mit x bezeichnet wird, nur mit $x - 1$ Auftritten zu tun.

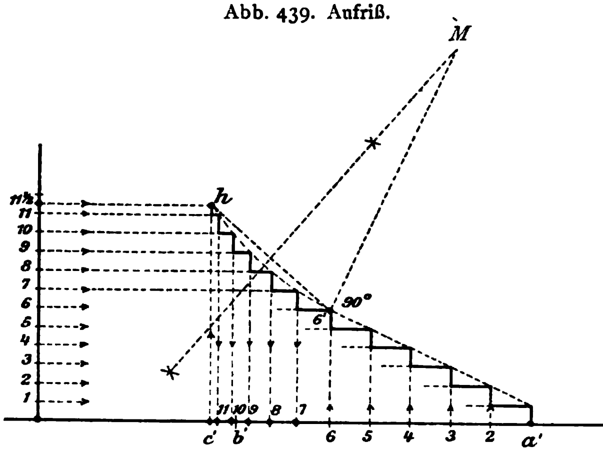
Für bequeme Treppen geht man bezüglich der Stufenhöhe nicht unter 13 cm und nicht über 17 cm, dementsprechend betragen die Auftritte etwa zwischen 34 cm und 29 cm. Nach Kellern, Speichern und sonstigen wenig benutzten Räumen werden die Treppen vielfach auch steiler angenommen; flachere Treppen ermüden namentlich beim Abwärtsgehen.

Läßt sich bei einem hohen Gebäude im Hinblick auf die verschiedenen Stockhöhen das für den untersten Treppenlauf festgesetzte Steigungsverhältnis nicht bis hinauf einhalten, so ist es nach oben zu allmählich »kleiner« zu gestalten.

Als Mindestmaß einer Stufenlänge ist die Breite eines starken Menschen anzunehmen, doch ist bei unseren Wohnhäusern auch damit zu rechnen, daß die Treppensteiger Gegenstände tragen können und des weiteren, daß wenn irgend tunlich sich auch zwei Personen auf einer Treppe ausweichen können. Man legt deshalb Diensttreppen nicht unter 0,9 m und Haupttreppen nicht unter 1,1 m Stufenlänge an. Wo möglich werden die Treppenläufe breiter gehalten.

Abb. 439 u. 440. Zeichnerisches Feststellen der »Verziehung«.

Abb. 439. Aufriß.



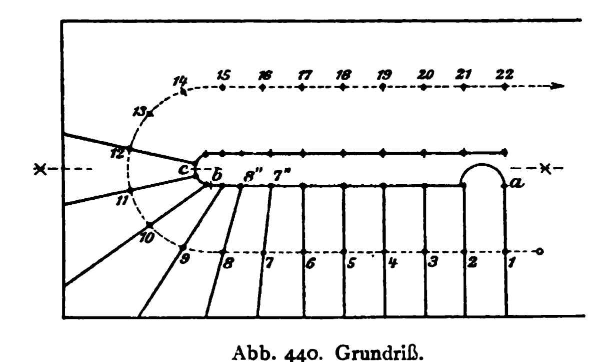


Abb. 440. Grundriß.

Beim Einzeichnen von Treppenanlagen in Gebäudegrundrisse wird im Keller begonnen, so daß jeder Stockgrundriß die von ihm aufwärts führende Treppe erhält; ein Pfeil pflegt diese steigende Richtung anzugeben.

Ein Treppenlauf kann unterbrochen werden durch einen Treppenabsatz, auch Ruheplatz oder Podest genannt, der nicht schmäler als der Treppenlauf sein soll; die auf der Lauflinie gemessene Länge desselben muß, damit keine unangenehme plötzliche Änderung in der Schrittweite entsteht, je nach Umständen eine oder mehrere Schrittlängen plus dem Maß des Auftritts betragen.

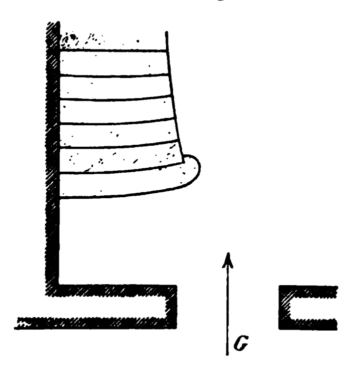
Wird bei Treppenwendungeu der Übergang von einem geraden Treppenlauf zu einem andern geraden Lauf nicht durch ein Podest vermittelt, sondern kommen gewendelte Stufen zur Verwendung, so ist sowohl im Hinblick auf gute Begehbarkeit der Treppe als auch aus ästhetischen Gründen dafür Sorge zu tragen, daß der Übergang von geraden Stufen zu Wendelstufen nicht plötzlich erfolgt, sondern auf besonderen Stufen, die denselben allmählich vermitteln und von denen deshalb jede besonders für sich zu gestalten ist. Man nennt dieses Verfahren das Verziehen der Stufen; die Anwendung desselben ist um so notwendiger, je schmäler der Raum ist, der sich zwischen den beiden Treppenläufen befindet.

Die gebräuchlichste und zugleich zuverlässigste zeichnerische Art des Feststellens einer »Verziehung« schließt sich dem Grundgedanken der Abb. 436, S. 169 an. In Abb. 440 sei ein Treppenhaus im Grundriß gegeben und daselbst die Treppe mit 22 Steigungen bezüglich der Stufenauftritte in der Lauflinie eingeteilt. Es fällt die Stufe 11 mit ihrer Mittellinie in die Längsachse des Treppenhauses, welche im Punkte *c* die Horizontalprojektion der inneren Treppen-Profillinie schneidet. Der gering angenommene Abstand der beiden Treppenläufe zeigt bei der Wendelung einen durch den Punkt *c* gehenden Halbkreis.

Man wickelt nun die innere Treppengrundrißlinie *abc* im Aufriß von *a'* nach *c'* ab, errichtet auf ihrer Verlängerung ein Lot und trägt auf diesem von unten her die entsprechende Anzahl, hier $11\frac{1}{2}$, der Steigungsmaße auf.

Die Anzahl der regelmäßigen, d. h. nicht verzogenen, Tritte ist anzunehmen; hier sind es deren 6. Man verzeichnet diese im Aufriß, zieht die Treppenneigungsgerade durch die Stufenecken und errichtet auf ihr im Punkte 6' eine Senkrechte. Punkt 6' ist zugleich der Beginn für die gewendelte Steigung, deren Endpunkt *h* sich ergibt aus: der Durchschneidung eines Lotes auf *a'c'* in *c'* und dem Horizont durch den Höhenpunkt $11\frac{1}{2}$. Man verbindet jetzt die Punkte 6' und *h* durch eine Gerade und halbiert diese durch eine ebensolche, die nun in Durchschneidung mit der vorhin erhaltenen Senkrechten auf der Steigungsrichtung der regelmäßigen Tritte, den Punkt *M* ergibt, der dem Punkte *M* in Abb. 436, S. 169 entspricht. Von diesem Punkte *M* wird durch *h* und 6' ein Kreisbogen beschrieben, auf dem durch die Horizonte der Stufenhöhenpunkte die entsprechenden Stufenkanten gekennzeichnet werden, deren Horizontalprojektionen auf die abgewickelte Linie *a'c'* die gewünschten Punkte angeben. Nunmehr muß letztere Linie mit ihren Teilpunkten wieder in die Treppen-Grundrißzeichnung an den früheren Platz zurückgewickelt werden, wo dann die gleichnamigen Punkte auf der inneren Profillinie und auf der Lauflinie durch Gerade zu verbinden sind, welche die Stufen-Vorderkanten in der gewünschten »Verziehung« angeben.

Abb. 441. Ausbauchung von Stufen.



Etwas ähnliches wie die Verziehung kommt in Betracht, wenn eine Treppe sich »seitlich« von einer Gehachse, *G* in Abb. 441, befindet. Man wird dann gut daran tun, mindestens die unterste Stufe gegen die Gehachse zu auszubauchen. Besser ist es, mehrere Stufen so auszubuchten, daß ihre Schweifung bei jeder, sich den regelmäßigen geraden Stufen nähernden Stufe an Ausladung abnimmt. Eine Vereinigung von »Verziehung« und »Ausbauchung« wird sich für viele Fälle empfehlen. Abb. 441 zeigt dieselbe bei geringerer Verziehung und schwacher Ausbauchung.

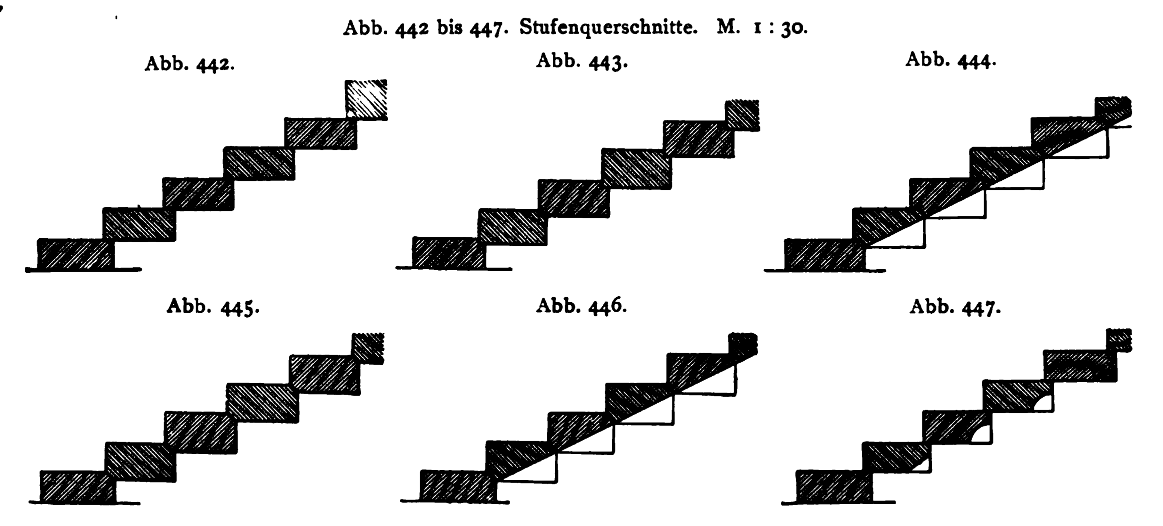
Im Hinblick auf den Ort, wo Treppen zur Verwendung kommen, unterscheidet man Anlagen im Freien und solche im Innern von Gebäuden; Beispiele der ersteren bringt das VII. Kapitel: »Bauformenlehre«. Die Besprechung über allgemeine Grundrißanordnung von Treppen in den Gebäuden findet im VI. Kapitel: »Gebäudelehre« statt.

§ 83. Stufen. Von den Gesteinsarten, welche für die Treppen unserer Gegenden Verwendung finden, sind in erster Linie die verschiedenen Sandsteine zu nennen, die sich für Stufen um so brauchbarer erweisen, je härter und feinkörniger sie sind; des weitern kommen — namentlich für Treppen im Freien, sowie für sehr viel zu begehende Treppen im Innern von Gebäuden — Granite in Betracht und für vornehm aussehende Treppen Marmorarten; doch werden auch sonst die verschiedensten Gesteinsarten

verwertet. Die Oberfläche der Stufen und Podeste ist aus verschiedenen Gründen in weitgehender Weise zu bearbeiten; da jedoch zu glatte Stufen, namentlich wenn sie aus Marmor hergestellt sind, für die Benutzung gefährlich sind, so ist derjenige Teil derselben, der am meisten begangen werden soll, entweder mit einem Teppichläufer abzudecken oder leicht aufzurauhen.

Für Treppen, deren Stufen lediglich von vorne und von oben her sichtbar sein sollen, wird die hintere und untere Seite der Stufen rauh belassen; für auch von unten her sichtbare Treppenläufe sind die Stufen auf allen Längsflächen sauber zu bearbeiten.

Abb. 442 bis 447. Stufenquerschnitte. M. 1 : 30.

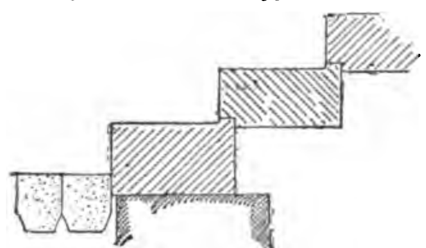


In Abb. 442 [32]) sind die Stufen an ihren beiden Kopfenden fest in Mauerwerk eingefügt gedacht; findet jedoch die Einmauerung nur an einem der Kopfenden statt, oder liegen die Stufen frei aufeinander, so empfiehlt es sich, sie aufeinander zu falzen (Abb. 443 u. 444) oder mindestens stumpf aufeinander zu stoßen (Abb. 445 u. 446). Des schöneren Aussehens wegen können die Stufen an der Untersicht, wie Abb. 447 zeigt, in verschiedener Weise je für sich ausgebildet werden oder man bringt die Untersicht aller Stufen in eine schrägansteigende Fläche (Abb. 444 u. 446); ein solcher Treppenlauf wird als »ausgeschalt« bezeichnet.

Abb. 448 bis 452. Stufenprofile. M. 1 : 10.



Abb. 453. Stufen von Treppen im Freien.



Je steiler eine Treppe ist (s. Abb. 436, S. 169), um so mehr empfiehlt es sich, dem Fuß Gelegenheit zu geben, sich unter die nächste Stufe schieben zu können; zu diesem Zwecke werden die Vorderseiten der Stufen ausgehöhlt — sie erhalten »Profile« (Abb. 449 bis 452). Solche Profilierung wird auch vielfach lediglich als Schmuck der Treppe angeordnet und ist ihre Anwendung nicht nur auf die Vorderseite der Stufen beschränkt, sondern kann auch an freien Stufen-Kopfenden um diese herumgeführt werden. Dagegen läßt man die Profilierung an dem einzumauernden Kopfende sich »totlaufen«, da dieser Stufenkopf des besseren Auflagers und des besseren Verbandes mit der Mauer wegen stets einen vollen rechteckigen Querschnitt aufweisen

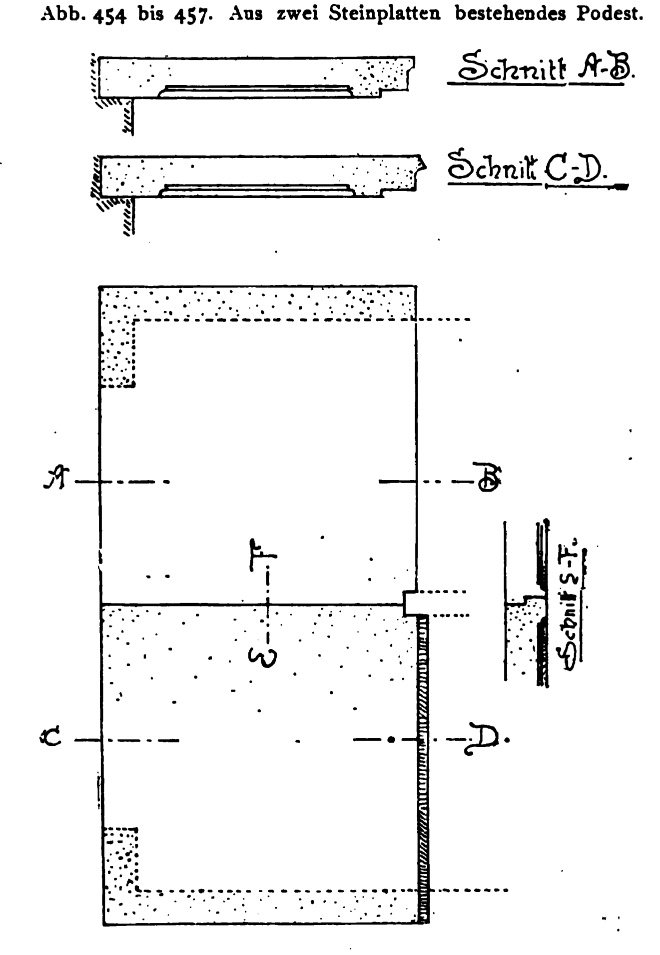
[32]) Die Abb. 442 bis 452 sind entnommen: dem »Handbuch der Architektur«, III. Teil, 3. Bd., 2. Heft, 1892: »Treppen und Rampen« von Otto Schmidt und Geh. Baurat Prof. Dr. Eduard Schmidt.

soll. Die Vorderkante der Stufe darf im Profil nicht zu scharf gehalten sein, da sie sonst bei starker Treppenbenutzung bald schadhaft wird.

Bei Treppen im Freien ist auf Regenwasser und die Bildung von Eis Rücksicht zu nehmen; man formt daher, um ein Eindringen von Wasser in das Treppengefüge zu verhindern, entweder die Stufe nach Abb. 453[33]) mit leicht geneigter Wasserschräge oder man »versetzt« gewöhnliche Stufen mit leichter Neigung nach vorwärts.

§ 84. Podeste und Austrittstufen. Werden Podeste in Stein hergestellt, so bildet man sie entweder in einer Platte oder bei größeren Verhältnissen in zwei Platten, die durch Überfalzung miteinander verbunden werden (Abb. 456); an den beiden äußeren Enden binden die Platten in Mauerwerk ein. In dieser Abbildung, die das Podest einer zweiarmigen Treppe darstellt, ist der Podestteil bei *B* zugleich Stufe, während derjenige bei *D* der nächsthöheren Stufe einen schrägen Anschluß darbietet (entsprechend der Abb. 445 u. 446, S. 172). Die Untersicht der Podeste erhält vielfach Profilierung.

Abb. 454 bis 457. Aus zwei Steinplatten bestehendes Podest.



Wird das Podest einer Steintreppe in Holz ausgebildet, wie solches bei Mietshäusern häufig der Fall ist, so pflegt man wenigstens als vorderen Abschluß des Podestes eine quer durch das ganze Treppenhaus reichende »Austrittsstufe« in Stein anzuordnen, die ebenso wie die Vorderseite der Steinpodeste auszubilden ist.

Neuerdings werden die Podeste bei Steintreppen vielfach in I-Eisenträgern nebst Ausfüllung der wagerechten Fache mit Backsteingewölben als »preußische Kappen« oder mit Beton hergestellt.

§ 85. Treppenläufe. Bei allen Arten von Treppen — gerade, gebrochene, gewendelte und gemischte — bezeichnet man die Aufeinanderfolgen von Stufen von einem Treppenabsatz zum andern als Treppenläufe oder Treppenarme. Diese können nach folgenden Arten konstruiert sein:

1. untermauert und eingemauert — die Stufen ruhen an beiden Enden auf oder in Mauern bzw. Bogen aus Werkstücken oder Mauerwerk;

[33]) Die Abb. 453 bis 457 sind entnommen: THEODOR KRAUTH und FRANZ SALES MEYER, »Die Bau- und Kunstarbeiten des Steinhauers«, Leipzig 1896.

2. freitragend — das eine Ende der Stufen ist »untermauert«, das andere ist »frei« ausgebildet; die Last jeder oberen Stufe wird von der unter ihr befindlichen getragen;
3. mit Architrav — die Kopfenden der Stufen ruhen auf eisernen Trägern;
4. mit Zargen oder Wangen — an beiden Enden der Stufen befinden sich untermauerte Werkstücke in Stein, in welche die Stufen eingelassen sind.

Während die zuletzt genannte Art der Treppenunterfangung nur ab und zu bei Freitreppen, und im Innern von Gebäuden wohl auch bei Eingangsstufen, Verwendung findet, bedient man sich der andern genannten Konstruktionen in weitgehendster Weise; auch werden eiserne Träger heutigen Tages vielfach zur Unterstützung von Podesten und Austrittsstufen verwendet. In anderen Fällen unterfängt man Podeste, sowie auch Treppenläufe durch vollständige Gewölbe.

§ 86. Freitragende Treppen. Die Herstellung untermauerter Treppenläufe begegnet keiner besonderen Schwierigkeit, dagegen ist bei »freitragender« Anlage nach verschiedenen Richtungen hin das Augenmerk zu lenken.

Abb. 458 bis 462. Besondere Ausbildung ausgeschalter Treppenstufen.

Abb. 458. Abb. 459.

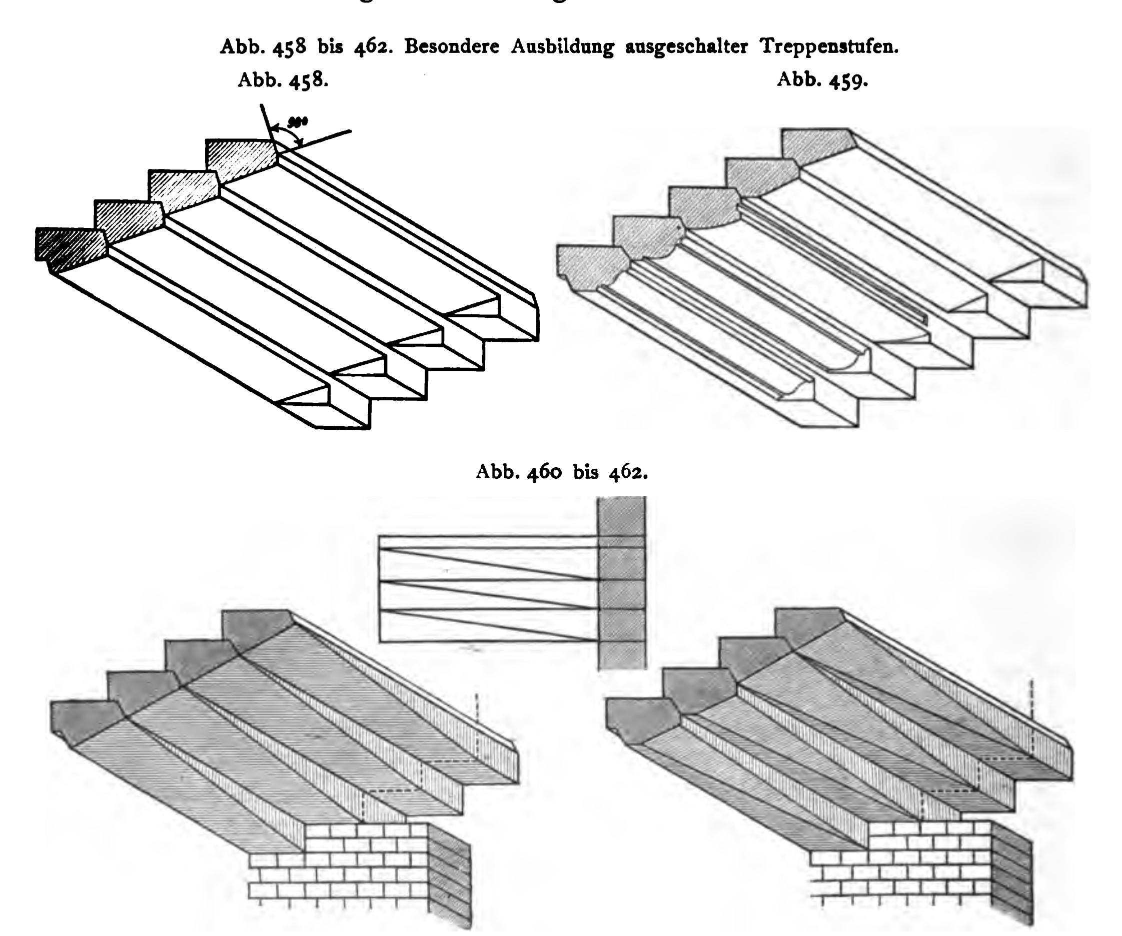
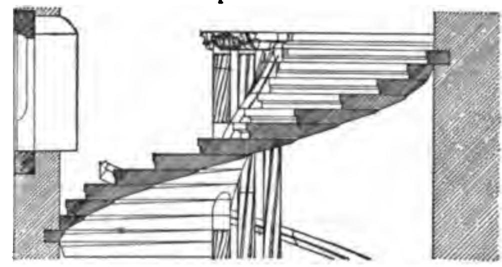


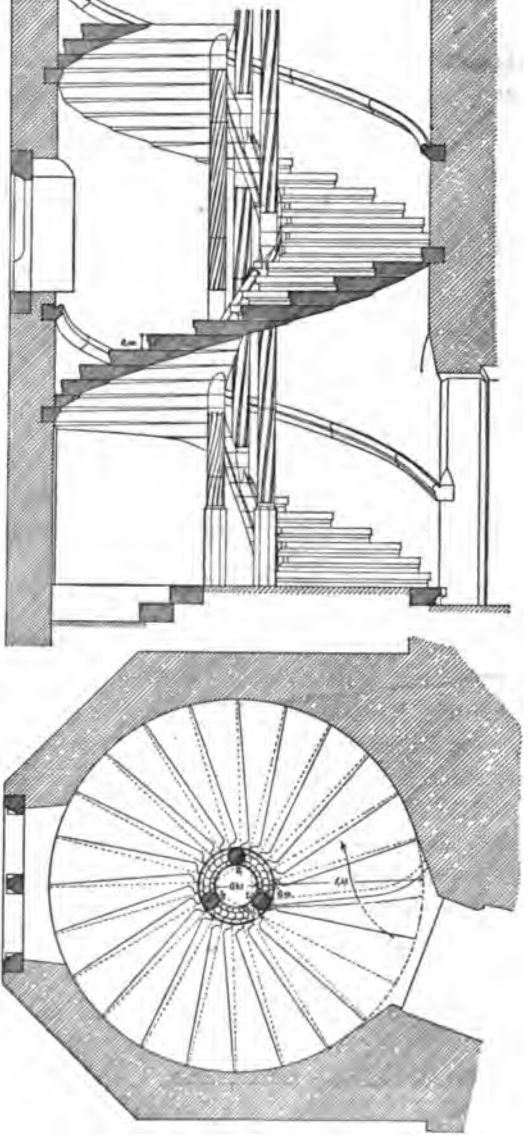
Abb. 460 bis 462.

Jede Stufe bildet gewissermaßen einen am einen Ende eingespannten Balken, der sein Eigengewicht samt einer gewissen Nutzlast zu tragen hat. Die Feststellung des Ausladungsmaßes einer Stufe hängt durchaus von der im betreffenden Falle gewählten Gesteinsart ab. Im allgemeinen hütet man sich nicht nur, die Stufen auf das Höchst-

maß ihrer Widerstandsfähigkeit in Anspruch zu nehmen, sondern man fügt die Stufen so fest aufeinander (s. Abb. 443 bis 446, S. 172), daß sie sich einesteils nicht verschieben können, anderenteils einen Teil ihrer Last nach unten zu auf die nächstfolgenden Stufen übertragen, so daß schließlich die unterste — gut zu untermauernde — Stufe eine Belastung vom ganzen Treppenlaufe erhält.

Abb. 463 u. 464. Wendeltreppe mit durchbrochener Spindel.





Das Einbinden der stets rechteckig auszubildenden Stufenköpfe in ein Mauerwerk erfolgt, wo tunlich, auf die Tiefe von einer Backsteinlänge.

Beträgt die Ausladung von in gutem Sandsteinmaterial hergestellten Stufen nicht mehr als etwa 1,2 m, so kann bei gewöhnlicher Lastbeanspruchung in Wohnhäusern eine ausgeschalte Treppe allen Anforderungen genügen. Soll jedoch etwa ein Kassenschrank auf solcher Treppe befördert werden, so wird es sich empfehlen, jeden Treppenlauf abzusprießen. Um von vornherein für alle Fälle Vorsorge zu treffen, verlangen verschiedene städtische Baupolizeiordnungen eine Unterfangung der freien Stufenenden durch Eisenträger entsprechend § 85, Pos. 3.

Eine stärkere Ausbildung der einzelnen Stufen in der Steinmasse als es bei glatt ausgeschalten Stufen der Fall ist, kann beispielsweise nach den in den Abb. 458 bis 464 dargestellten Weisen erfolgen.

Der Falz, in dem die Stufen sich aneinanderschließen (s. Abb. 458), besteht aus einem 2 bis 3 cm breiten Auflager und einem 3 bis 8 cm breiten Stoß, der stets rechtwinklig zur Treppen-Neigungslinie auszubilden ist.

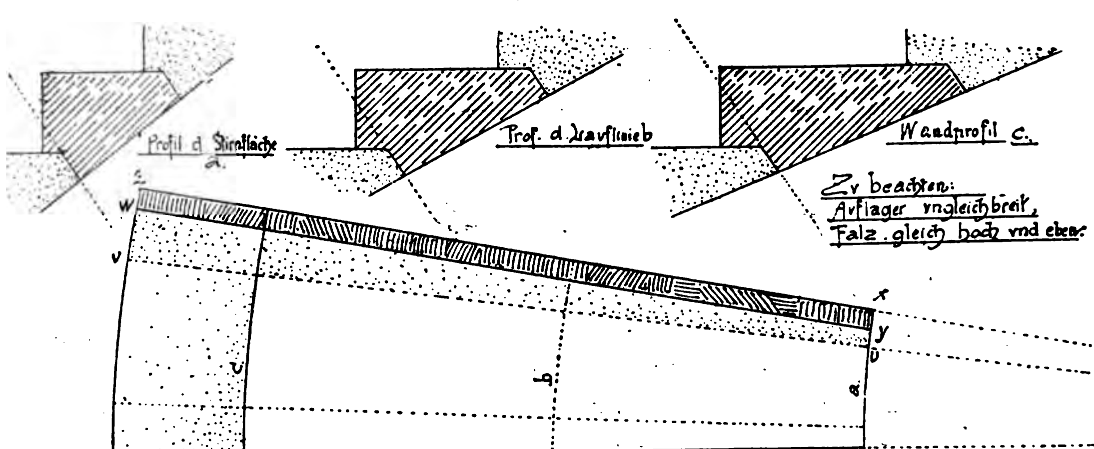
§ 87. Wendeltreppen. Unter Verweisung auf Abb. 440, S. 170 war von Stufen die Rede, die durch ihre Anlage eine Wendung in der Gehrichtung des die Treppe Benutzenden vorbereiteten; dabei handelte es sich um eine zweiarmige Treppe mit geraden Läufen und Anordnung mehrerer »verzogener« Stufen beim Kehrpunkt der Treppenlauflinie. Erfolgt das Wenden der Lauflinie ununterbrochen, so daß die Horizontalprojektion der Lauflinie einen Kreis oder ein Oval ergibt, so erhält man eine »Wendeltreppe«, deren Stufen

keilförmig gebildet sind und an ihrem innern Kopfende entweder um eine geschlossene oder um eine offene Zylinderfläche, hier »Spindel« genannt, sich schraubengewindeartig anschließen (Abb. 463 u. 464).[34]).

Beträgt bei kreisförmigen Wendeltreppen der innere Durchmesser des Treppenhauses etwa 2 m, so wird bei geschlossener Spindel dem die Treppe Besteigenden — auch wenn dieser die normale Lauflinie in der Mitte der Stufen einhält — die Anlage im allgemeinen eng erscheinen. Ist bei denselben Maßen die Spindel offen, so kann der Treppensteiger den einen Ellbogen über die innern Kopfenden der Stufen greifen lassen, wodurch die Treppe bequemer zu benutzen sein wird. Nimmt man für den Durchmesser des Treppenhauses 3 m an und für die Stufenlänge, abgesehen vom einzumauernden Stufenkopf, 1,1 m, so ergibt sich bei Anlage mit »Hohlspindel« (80 cm Durchmesser) eine Treppe, die für einfache Wohnhausverhältnisse sehr wohl genügt und im Hinblick auf den geringen Horizontalraum, den sie beansprucht, für viele Fälle empfohlen werden kann.

Da bei engen Wendeltreppen die Stufen an der Spindel sehr spitz werden, so ist die Treppe als solche hier wesentlich steiler als bei der Lauflinie und daher schwieriger zu begehen. Man hilft sich — wie für ähnliche Fälle schon besprochen wurde — durch

Abb. 465 bis 468. Treppenstufen mit ebenen Falzen.



Aushöhlung der Steigungsfläche der Stufen, so daß der Fuß sich unter die Vorderkante der nächst höheren Stufe schieben kann. Diese Aushöhlung kann in eine etwaige Profilierung der Stufe einbezogen werden; gegen den Mauerkopf der Stufe läßt man sie auslaufen, da einerseits für eine solche hier kein technisches Bedürfnis vorliegt und andererseits es wünschenswert ist, die Masse der Stufe nicht unnötigerweise zu schwächen.

Die Ausbildung der einzelnen Stufen bietet einige Schwierigkeit, wenn es sich um eine ausgeschalte Treppen-Untersicht handelt, welche eine windschiefe Schraubenfläche darstellt, sowie zugleich um Stufen, die mit Falz aneinander gefügt sind, dessen Stoß auch bei den Wendeltreppen stets senkrecht zum tangierenden Teil der Schraubenfläche gerichtet sein muß. Da in allen Querschnitten der Stufen die, einen Teil der Schraubenfläche bildende, Untersicht der ausgeschalten Stufen gleichlaufend mit der Treppenneigungslinie geht, welche durch die vorderen Eckkanten der Stufen zu legen ist (s. Abb. 437, S. 169), so wird bei der Querschnittkonstruktion des Falzes dessen Stoßfläche normal zur Treppenneigungslinie angenommen.

Die Abbildungen 465 bis 473 zeigen zwei Beispiele. Im ersten Fall handelt es sich beim Falz um ebene Flächen; hier greift die obere Stufe in ungleicher Breite über

[34]) Entnommen: »Freiburg im Breisgau, die Stadt und ihre Bauten«, Freiburg i. B. 1898.

die untere — die Auflagerfläche des Falzes verbreitert sich gegen das Mauerende der Stufe zu. Im zweiten Fall ist beim Falz sowohl die Stoß- als auch die Auflagerfläche in sich durchgängig von gleicher Breite, dagegen erscheint der ganze Stoß im Anschluß an die windschiefe Fläche der Treppenuntersicht ebenfalls windschief. Bei beiden Konstruktionsarten geht man von dem Stufenquerschnitt in der Treppenlauflinie (*b*) aus und bestimmt im Anschluß an die Maße in Grund- und Aufriß die Querschnitte an den beiden Kopfenden der Stufen (*a* u. *c*); die Verbindungslinien der entsprechenden Querschnittspunkte liefern die gesuchten Kanten.

Abb. 469 bis 473. Treppenstufen mit windschiefen Falzen.

Zu beachten: Auflager gleich breit; Falz gleich hoch, aber windschief.

Bei solcher Ausbildung der unteren Treppenansicht als stetige Schraubenfläche, erhalten die Stufen am Mauerende eine sehr spitze Ausbildung, die sich vielfach für den Bestand der Stufen als gefährlich erweist; man verzichtet deshalb des öftern auf die Stetigkeit der unteren Treppenansichtsfläche und zieht es vor, lieber den Stufen mehr Steinmasse zu belassen.

Die Ausbildung der inneren Stufenköpfe kann bei Wendeltreppen mit hohler Spindel wie bei geraden freitragenden Treppen erfolgen (s. § 83); doch können hier auch besondere Wangenstücke in Verbindung mit den Stufen ausgebildet werden (s. § 85 unter 4), die in früheren Zeiten oft Veranlassung zu weitgehenden künstlerischen Ausbildungen boten. Bei Anwendung eingestellter Säulen, wie in Abb. 463 u. 464, S. 175, entsteht eine Vereinigung der Systeme »feste« und »offene« Spindel.

Feste (geschlossene) Spindeln können entweder gemauert, oder für sich in Hausteinen hergestellt oder im Zusammenhang mit den Stufen ausgebildet werden. In letzterem Falle läßt sich der Anschluß der Stufen an die Spindel in 3 verschiedenen Arten ausbilden: entweder geht die Längsmittellinie der Stufen-Auftrittsfläche durch den Mittelpunkt der Spindel, oder es schließt sich deren Vorderkante, oder deren Hinterkante, direkt, bzw. in ihrer Fortsetzung, als Tangente an die Spindel an.

§ 88. Bemerkungen zu Treppenhäusern mit Wendeltreppen. Wendeltreppen werden vielfach in besonderen, nach außen an zwei oder drei Seiten vorspringenden Treppenhäusern (Treppentürmen) angelegt, bei denen — ebenso wie bei Treppenanlagen mit geraden Läufen — die Stockwerkpodeste meistens senkrecht übereinander zu liegen kommen. Zur Erhellung dieser Treppenhäuser mit Tageslicht können nur verhältnismäßig niedrige Fenster angeordnet werden, deren Bänke und Stürze im Mittelalter und in der Renaissancezeit (nördlich der Alpen) vorwiegend schräg, unter Einhaltung des Neigungswinkels der Treppenlauflinie, angenommen wurden. Sollen solche Fenster »Flügel« zum seitlichen Öffnen erhalten, so ist, entsprechend dem Grundgedanken bei der Konstruktion von »Kernbogen« (s. § 50, S. 118) Sorge zu tragen, daß im Mauerwerk die nötige Aussparung erfolgt.

Um die Fenster möglichst hoch zu gestalten, bedient man sich neuerdings zur Unterfangung jener Stufen, welche direkt über die Fensternischen zu liegen kommen, eiserner Hilfskonstruktionen.

§ 89. Freitreppen. In früheren Zeiten spielten die Freitreppen vor den Häusern eine bedeutende Rolle. Gegenwärtig werden sie in Stadtstraßen aus naheliegenden Gründen kaum mehr beliebt; doch finden dieselben auch zur Zeit bei freistehenden Gebäuden weitgehende Verwendung. Freitreppen erheischen nicht nur besten Verband, sondern auch beste Fundierung, da sie sonst in verhältnismäßig kurzer Zeit aus dem Gefüge geraten.

a) **Stufenverband.** Über Ausbildung von Freitreppenstufen ist im letzten Absatz von § 83 gesprochen. Bestehen lange Stufen aus mehreren Teilen, so sind letztere nach den Regeln des »Steinverbandes« unter Anwendung von »Verschränkung« anzuordnen, und empfiehlt es sich, dieselben — unter Berücksichtigung des im Anschluß an die Abb. 15 bis 30 (S. 66 bis 68) ausgeführten — unter sich und mit dem Gebäude selbst in Zusammenhang zu bringen.

b) **Fundierung.** Bei kleinen Treppen wird eine einfache Untermauerung der untersten Stufe (s. § 86 auf S. 175 und Abb. 453, S. 172) dem Zwecke genügen. Diese Untermauerung sollte mindestens bis zur Bodenfrostgrenze (etwa 1,2 m tief) erfolgen. Es empfiehlt sich, dieselbe nicht als Einzelmauer, sondern im Zusammenhang mit der hinter ihr befindlichen Gebäudemauer aufzuführen, sei es als Vorkragung von letzterer aus, sei es als Vorderwand eines seitlich geschlossenen Mauerschachtes, dessen Seitenwände mit der Hausmauer verbunden sind.

Haben die Stufen bedeutende Längen, so sind auch noch Querverbindungen der Schachtvorderwand mit der Gebäudegrundmauer, als besondere Sporen, erforderlich.

Anstatt auf »Mauern« oder »Wänden« können die Stufenköpfe bzw. ihre Stoßteile auch auf »Mauerbogen« ruhen, die sich, entsprechend der Abb. 207, S. 116, gegen die Hausmauer lehnen; die Fundamente solcher Unterstützungsbogen sind ganz besonders sorgfältig zu behandeln.



III. Kapitel.

Holzkonstruktionen.

Bearbeitet von

Karl Stief,

Architekt und Hauptlehrer an der Großh. Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt.

(Mit 606 Abbildungen.)

§ 1. Einleitung. Bei dem Kapitel: »Holzkonstruktionen« werden, abweichend von der gewöhnlich üblichen Darstellungsweise, die Holzverbindungen nicht als ein Abschnitt für sich behandelt, sondern an denjenigen Stellen besprochen, wo sie zur Anwendung kommen; also beispielsweise der Scherzapfen, die Versatzungen und die Anblattung bei den Dachstühlen, der Brustzapfen bei den Balkenlagen, Falz, Nut und Feder bei den Fußböden usw. Dabei werden die besprochenen Konstruktionen möglichst durch isometrische Darstellung veranschaulicht.

Begonnen wird mit dem wichtigsten Teil der Holzkonstruktionen, mit dem Dach, und nach Besprechung der verschiedenen Dachformen die Dachausmittelung behandelt. Daran schließt sich der stehende Stuhl in seinen verschiedenen Anwendungsweisen, sowie die Zerlegung eines kleinen Wohnhauses in die einzelnen Konstruktionsteile unter besonderer Berücksichtigung der Holzkonstruktionen, also der Balkenlagen, Zwischendecken, Fußböden usw.

Dann folgt der liegende Stuhl, die Dachstühle mit Kniestock, Hängewerke, sowie Hallendächer; ferner das Schiften, Mansard-, Pult- und Zeltdächer. Die verschiedenen Dachdeckungen und Gesimse bilden den Schluß dieses Abschnitts. Von den Holzkonstruktionen des inneren Ausbaues werden die Treppen, Türen, Fenster und Läden, sowie die Vertäfelungen besprochen.

§ 2. Dachformen. Wenn ein Haus bis zum letzten Stockwerk gediehen ist, dann handelt es sich darum, die Räume vor Witterungseinflüssen von oben her zu schützen. Dies wird durch das Dach erreicht, das den jeweiligen Umständen entsprechend verschiedene Formen haben kann.

a) **Satteldächer,** von denen die Abb. 1 bis 4 und 9 bis 22 Beispiele bringen, sind Dächer, bei denen sich 2 Flächen an den Unterkanten, der Traufe, auf das Dachgebälk stützen, während die Oberkanten infolge der Neigung, die diese Flächen haben, in einer Kante, dem First, zusammenfallen. Die Neigung der Dachflächen oder kurz die Dachneigung kann steil oder flach sein und hängt ab von dem Zweck, den ein Gebäude erfüllen soll, dem Deckungsmaterial, das verwendet wird und nicht zuletzt vom schönen Aussehen. Ein zu steiles, das Regenwasser zwar sehr rasch ableitendes Dach, wirkt

ebenso unschön wie ein zu flaches Dach, das dem Regenwasser einen zu langsamen Abfluß bietet. Unter 45° und über 60° wird man für gewöhnlich die Dachneigung nicht machen. Die Abb. 1 bis 4 zeigen zwei Konstruktionen, die gut aussehende Dächer geben. Bei Abb. 1 sind $\frac{5}{6}$ der Spannweite des Daches zur Höhe desselben genommen, bei Abb. 3 dagegen $\frac{7}{8}$; das letztere Dach wird dadurch steiler.

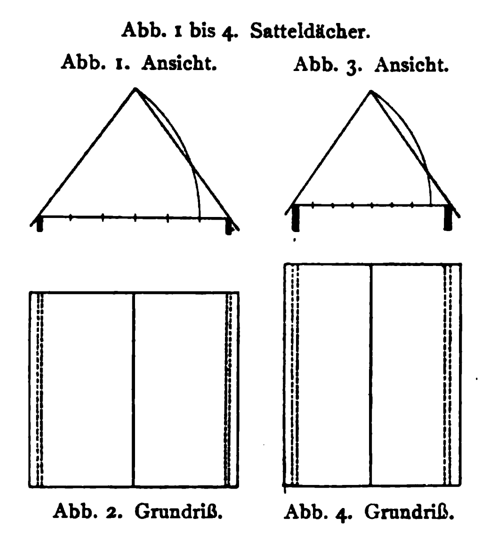


Abb. 1 bis 4. Satteldächer.
Abb. 1. Ansicht. Abb. 3. Ansicht.
Abb. 2. Grundriß. Abb. 4. Grundriß.

b) Walmdächer. Während in den Abb. 1 bis 4 sich nur 2 Dachflächen über dem Haus befinden, sind in den Abb. 5 und 6 deren vier gegeneinander geneigt. Ein solches Dach, das dadurch entsteht, daß man sich die beiden Enden eines Satteldaches schief abgeschnitten denkt, heißt Walmdach. Während bei dem Satteldach nur 2 Traufen vorhanden sind, besitzt das Walmdach dagegen deren vier.

Bei dem in den Abb. 7 und 8 dargestellten Dach ist der Grundriß des Hauses kein Rechteck wie in den Abb. 1 bis 6, sondern es sind 2 Rechtecke aneinander gestoßen. Es muß also jedes dieser beiden Rechtecke mit einem Satteldach abgedeckt werden und diese beiden Satteldächer stoßen zusammen, d. h. sie

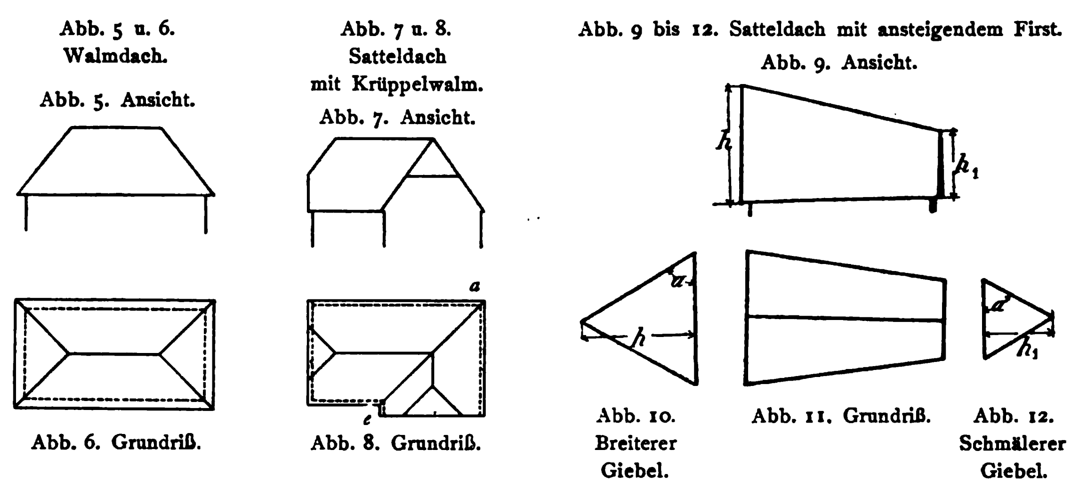


Abb. 5 u. 6. Walmdach. Abb. 5. Ansicht. Abb. 6. Grundriß.

Abb. 7 u. 8. Satteldach mit Krüppelwalm. Abb. 7. Ansicht. Abb. 8. Grundriß.

Abb. 9 bis 12. Satteldach mit ansteigendem First. Abb. 9. Ansicht. Abb. 10. Breiterer Giebel. Abb. 11. Grundriß. Abb. 12. Schmälerer Giebel.

verschneiden sich ineinander. An der einspringenden Ecke *e* verschneiden sich die Dachflächen, wenn die Neigung beider eine gleiche ist, in einer Linie unter 45°, die Kehllinie oder kurz Kehle heißt und in den Dachraum hineinspringt. An der ausspringenden Ecke *a* ist derselbe Verschnitt; nur befindet sich hier eine ausspringende Kante, die Grat genannt wird.

Während ferner in den Abb. 1 bis 4 sich an den Stirnflächen des Hauses Giebel bilden, ist dies in den Abb. 5 u. 6 wegen der Abwalmung nicht möglich. Die Abb. 7 und 8 zeigen zwar bis zu einer gewissen Höhe einen Giebel, der aber an der Oberkante in eine Dachfläche bzw. einen Walm übergeht. Dieser heißt, wenn er nicht bis zur Traufe der anderen Dachflächen heruntergeht, Krüppelwalm.

c) Satteldächer über trapezförmigem Grundriß. In den Abb. 9 bis 22 sind Satteldächer, aber nicht wie die vorbesprochenen über einem rechteckigen Grundriß, sondern über einem unregelmäßigen, trapezförmigen dargestellt.

Nimmt man in Abb. 9 bis 12 zwei Dachflächen von gleicher Neigung a an, so ist klar, daß diese sich über der schmäleren Stirnwand bzw. Giebel früher treffen als über dem breiteren. Der First liegt über dem breiteren Giebel um die Höhe h, über dem schmäleren um die Höhe h_1 (Abb. 9) über der Traufe; es entsteht also ein ansteigender First. Eine solche Lösung sieht besonders bei besseren Bauten nicht gerade schön aus, auch ist die Konstruktion eine umständliche, da immer ein die Dachfläche tragendes Sparrenpaar länger werden muß als das vorherliegende.

Will man aber gleiche Dachneigung, einen wagerechten First und nur gleichlange Sparren, so konstruiert man das Dach nach Abb. 13 u. 14. Hierbei sind zwei gleich

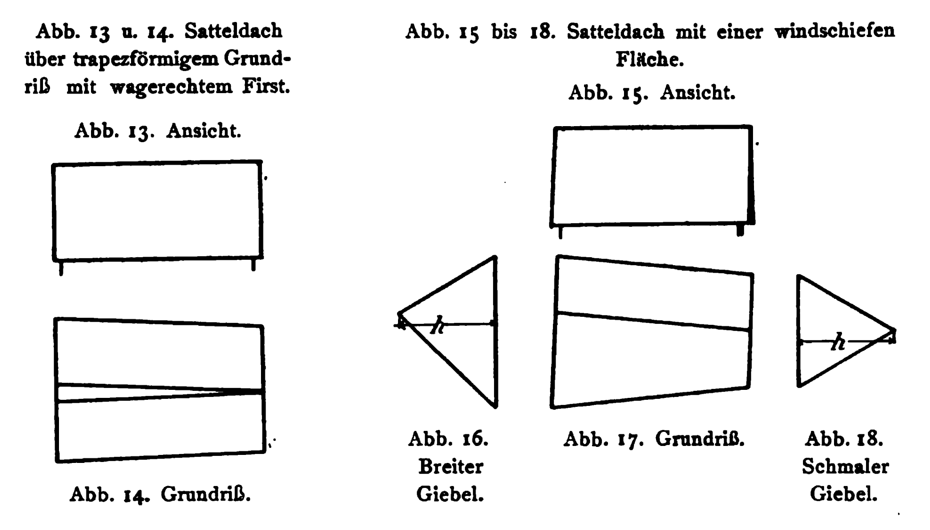


Abb. 13 u. 14. Satteldach über trapezförmigem Grundriß mit wagerechtem First.

Abb. 13. Ansicht.

Abb. 14. Grundriß.

Abb. 15 bis 18. Satteldach mit einer windschiefen Fläche.

Abb. 15. Ansicht.

Abb. 16. Breiter Giebel.

Abb. 17. Grundriß.

Abb. 18. Schmaler Giebel.

große rechteckige Dachflächen über dem Grundriß angeordnet, die sich nur über dem schmäleren Giebel berühren, so daß ein dreieckiger schmaler Streifen zum Abdecken noch übrig bleibt. Diesen bildet man als horizontale Fläche aus; das Dach sieht alsdann in der Ansicht wie ein Satteldach über rechteckigem Grundriß aus.

Die Abb. 15 bis 18 zeigen eine Konstruktion, bei welcher der First im Grundriß (Abb. 17) mit einer Traufe parallel läuft und in der Ansicht wagerecht liegt (Abb. 15). Die im Grundriß kleinere rechteckige Fläche ist eine ebene, die größere trapezförmige Fläche dagegen eine leicht gekrümmte, verzogene oder windschiefe Fläche. Beide Dachflächen könnten auch windschief sein und zwar dann, wenn der First im Grundriß von Giebelmitte zu Giebelmitte, also in der Schwerlinie des Grundrisses verlaufen würde. Solche Dächer sehen nicht gerade schön aus und man konstruiert sie gern nach Abb. 17, wobei aber eine windschiefe Fläche nicht zu vermeiden ist, die man bei Wohngebäuden nach dem Hofe zu legen kann, um sie dem Blick zu entziehen.

Abb. 19 bis 22. Satteldach über trapezförmigem Grundriß ohne windschiefe Flächen.

Abb. 19. Ansicht.

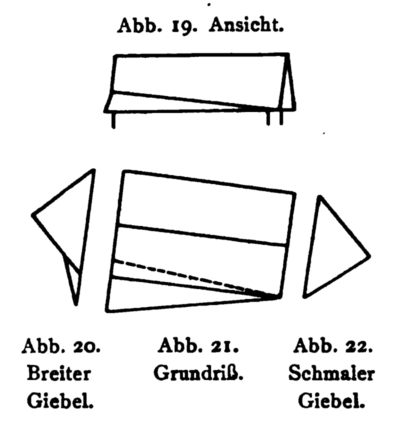


Abb. 20. Breiter Giebel. Abb. 21. Grundriß. Abb. 22. Schmaler Giebel.

In Abb. 19 bis 22 ist eine Konstruktionsweise gezeigt, die jede windschiefe Fläche vermeidet, indem über dem Grundriß ein Satteldach angeordnet ist, das die schmale Seite des Grundrisses als Spannweite hat. Dadurch ist aber nicht der ganze Grundriß abgedeckt, sondern ein Dreieck bleibt noch zu überdecken, was durch sog. Aufschieb-

linge, d. s. kurze Sparren geschieht, die von der Dachfläche nach der Traufe gehen und so die Dreieckfläche abdecken. Sie laufen im Grundriß von der punktierten Linie nach der Traufe (s. auch Abb. 19 u. 20). Dieses Dach hat nur gleichlange Sparren, einen horizontalen First und ebene, also keine windschiefen Dachflächen. Es ist viel einfacher herzustellen als ein windschiefes Dach, ist auch billiger als ein solches und wird sehr häufig über unregelmäßigem Grundriß verwendet. Die Dachfläche mit den Aufschieblingen (Abb. 19) wird wieder zweckmäßig nach dem Hofe gelegt und fällt nur wenig auf, wenn der Unterschied zwischen der schmalen und breiteren Giebelseite kein großer ist.

d) Pultdächer. Denkt man sich ein Satteldach dem First entlang durch eine senkrechte Ebene geschnitten, so zerfällt es in zwei Teile, und es entsteht eine neue Dachform, das Pultdach (Abb. 23 bis 26). Dieses Dach leitet das Regenwasser nur nach einer Seite ab, weshalb es immer in dem Falle verwendet wird, wo ein Gebäude unmittelbar an die Nachbargrenze gestellt wird, so daß ein Ableiten des Regenwassers auf das Nachbargebiet unmöglich ist. Die Abb. 23 u. 24 stellen ein flaches, diejenigen 25 u. 26 ein steiles Pultdach dar.

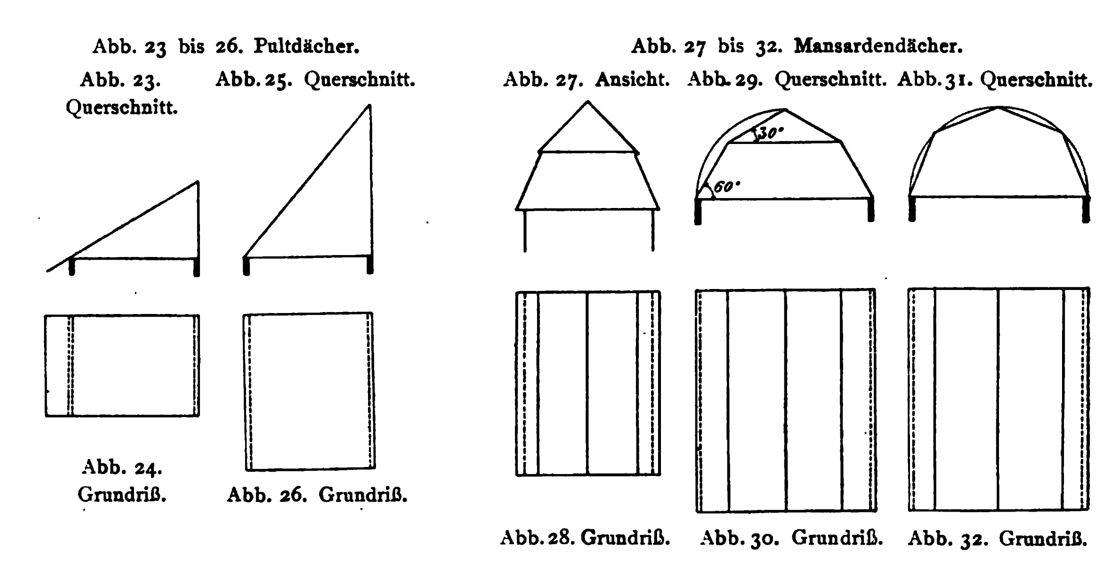


Abb. 23 bis 26. Pultdächer. Abb. 23. Querschnitt. Abb. 25. Querschnitt. Abb. 24. Grundriß. Abb. 26. Grundriß.

Abb. 27 bis 32. Mansardendächer. Abb. 27. Ansicht. Abb. 29. Querschnitt. Abb. 31. Querschnitt. Abb. 28. Grundriß. Abb. 30. Grundriß. Abb. 32. Grundriß.

e) Mansardendächer. Die Abb. 27 bis 32 stellen sog. gebrochene, auch französische oder nach dem ersten Konstrukteur dieser Dächer, dem französischen Architekten MANSARD, auch Mansardendächer genannte Dächer dar. Der untere Teil eines solchen Daches ist steil, der obere flacher. Es findet in der Praxis weitgehende Anwendung, weil im unteren Teile noch sehr brauchbare Wohnungen zu gewinnen sind, denen man im Innern die Dachwohnung kaum, oft gar nicht anmerkt. Die Neigung der einzelnen Dachflächen kann eine beliebige sein und braucht sich höchstens nach dem Deckungsmaterial zu richten.

In Abb. 27 ist die Dachneigung ganz beliebig angenommen, während die Abb. 29 u. 31 eine Konstruktion zeigen, bei der die Dachflächen im Querschnitt den mit der Spannweite geschlagenen Halbkreis nicht, oder höchstens berühren sollen. In der Praxis wählt man die Neigungen nach Belieben, d. h. nach gutem Geschmack, wenn nicht wie in manchen Städten die Baupolizei sie regelt und zwar gewöhnlich nach Abb. 29 derart, daß das untere Dach eine Neigung von 60°, das obere eine solche von 30° erhalten muß.

f) Bohlendach. Ein abgewalmtes Satteldach, dessen Dachflächen jedoch nicht aus ebenen Flächen, sondern aus gekrümmten besteht, ist in Abb. 33 bis 35 dargestellt. Ein solches Dach, das Bohlendach heißt, wird aus geschweift zugeschnittenen Bohlen hergestellt. Der Grat (Abb. 34) ist eine Vergatterung aus den Querschnitten.

Abb. 33 bis 35. Bohlendach.

Abb. 33. Ansicht.

Abb. 34. Grundriß. Abb. 35. Seitenansicht.

Abb. 36 u. 37. Zeltdach.

Abb. 36. Ansicht.

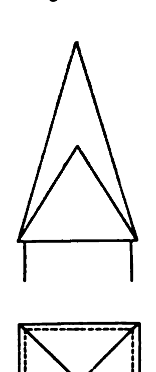
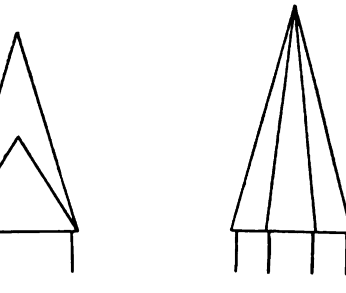


Abb. 38 u. 39. Turmdach.

Abb. 38. Ansicht.



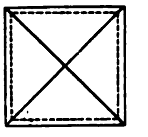


Abb. 37. Grundriß.

Abb. 39. Grundriß.

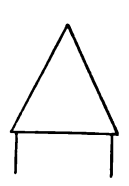
g) Zeltdach. Abb. 36 u. 37 zeigen ein Zeltdach und zwar ein solches über einem quadratischen Grundriß. Das Zeltdach kann, wie die Ansicht in Abb. 36 zeigt, sehr niedrig oder auch hoch sein; wird es sehr hoch hergestellt, wie in Abb. 38, dann heißt es Turmdach. Ein solches über achteckigem Grundriß zeigten die Abb. 38 u. 39.

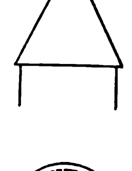
h) Das Kegeldach (Abb. 40 u. 41) ist eigentlich nichts anderes als ein Zeltdach über kreisrundem Grundriß.

i) Zeltförmiges Bohlendach. Die Abb. 42 bis 45 zeigen Zeltdächer mit gekrümmten Oberflächen, die wieder Bohlendächer heißen. Das in Abb. 44 dargestellte wird wohl auch seiner Form wegen Zwiebeldach genannt.

Abb. 40 u. 41. Kegeldach.

Abb. 40. Ansicht.





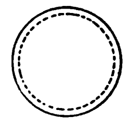
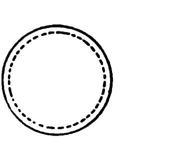
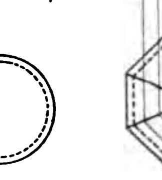


Abb. 41. Grundriß.

Abb. 42 u. 43. Zeltförmiges Bohlendach.

Abb. 42. Ansicht.





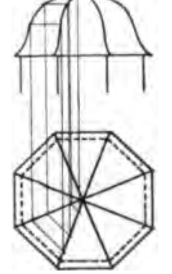


Abb. 43. Grundriß.

Abb. 44 u. 45. Zwiebeldach.

Abb. 44. Ansicht.

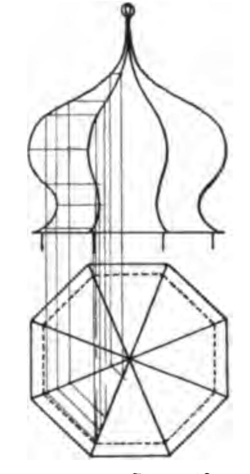


Abb. 45. Grundriß.

§ 3. Die Dachausmittelung wird an den Lehranstalten gewöhnlich schon in der darstellenden Geometrie behandelt, so daß sie hier nur kurz beschrieben zu werden braucht. Soll z. B. das in den Abb. 46 u. 47 dargestellte Gebäude, das in unregelmäßiger Form sich um einen Hof lagert, mit einem Dache versehen werden, so muß dieses das Gebäude als dessen Abschluß nach oben würdevoll bekrönen. Da bei diesem Beispiel schmälere Bauteile an breitere anstoßen, so kommen die Firste dieser Bauteile in verschiedene

Höhen zu liegen. Die Verschnitte der einzelnen Dachflächen miteinander, sowie den Verlauf der Firste bestimmt man mit Hilfe der Darstellenden Geometrie.

Abb. 46. Dachausmittelung.

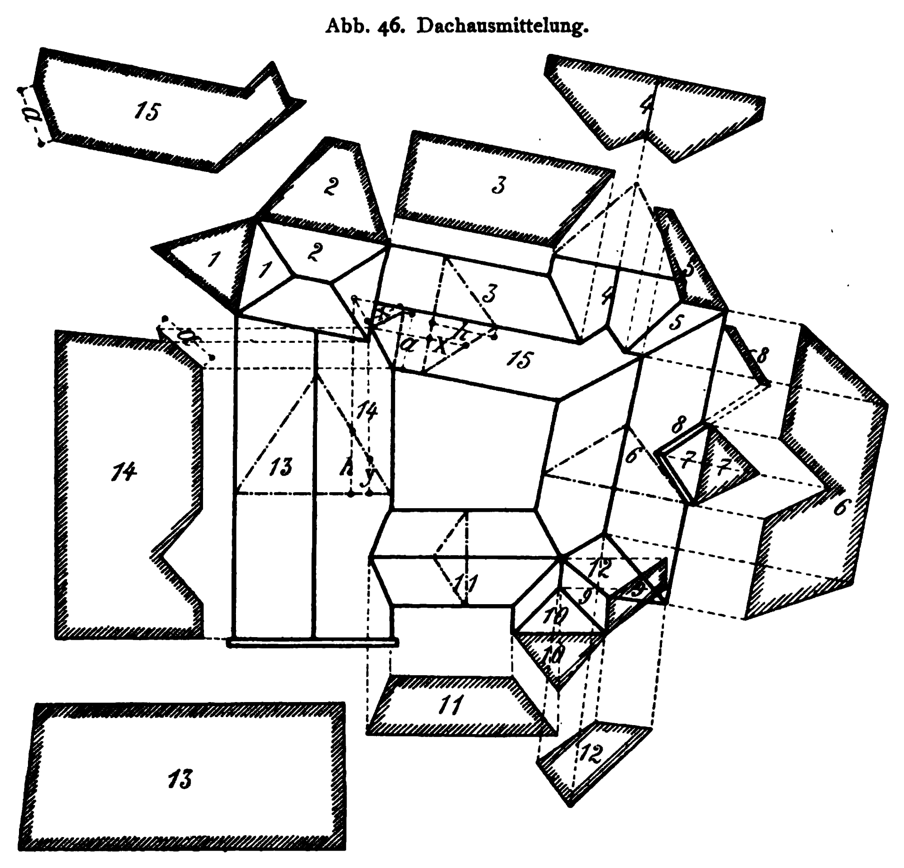
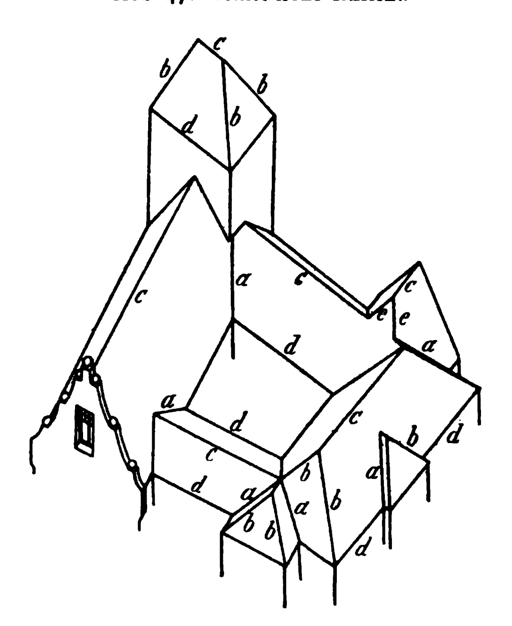


Abb. 47. Isometrische Ansicht.



Um z. B. den Verschnitt der Dachfläche 14 mit 15 zu bekommen oder kurz gesagt, die Kehle dieser Dachflächen zu ermitteln, trägt man die Höhe *h* des Dachquerschnitts von 15 in den Dachquerschnitt von 14 an der entsprechenden Stelle ein (Abb. 46), verlängert diese Länge parallel zur Traufe und First bis zum Verschnitt mit dem First von 15, zieht von diesem Punkt eine Linie nach dem Zusammenstoß der Traufen beider Dachflächen und hat in dieser Linie die gesuchte Kehle, die aber nur bis zur Turmwand verläuft. In der Strecke *a* ist die wahre Länge dieser Kehle durch Umklappung konstruiert. Auf dieselbe Art werden alle anderen Verschnitte ebenfalls ermittelt.

Wie nun weiter in Abb. 46 zu ersehen ist, sind die wahren Größen der einzelnen Dachflächen herausgetragen. Die Längen dieser Dachflächen können dem Grundriß unmittelbar

entnommen werden, nur die Höhen erscheinen im Grundriß verkürzt, sind aber auf bekannte Weise auch leicht durch die Umklappung der Flächen zu erhalten. In Abb. 47 ist die isometrische Ansicht zu dem über dem Grundriß der Abb. 46 angeordneten Dache dargestellt und erläutert dieses. Die Buchstaben in Abb. 47 geben die Bezeichnung der einzelnen Verschnittlinien der Dachflächen an und zwar bedeutet: *a* = Kehle, *b* = Grat, *c* = First, *d* = Traufe und *e* = Verfallungsgrat.

§ 4. Dachstühle.

a) Der stehende Stuhl. Die in § 2 besprochenen Dachformen werden, was für eine Form sie auch haben mögen, durch das Dachgerüst gebildet. Die Dachdeckung ruht auf 10/12 bis 14/16 cm starken Hölzern, die 60 bis 80 cm voneinander liegen und Sparren heißen. Ist das Dach hoch, so daß die Sparren sehr lang werden, so wären diese zu schwach, um die Dachdeckung, sowie den Schnee- und Winddruck zu tragen, weshalb sie dann durch eine tragende Konstruktion, den Stuhl, auch Bund oder Binder genannt, unterstützt werden müssen. Im folgenden werden nun verschiedene Binderkonstruktionen vorgeführt, die sich nach ihrer Konstruktion in zwei verschiedene Gruppen einteilen lassen: in stehende Stühle oder stehende Binder und in liegende Stühle. Später werden wir noch einen weiteren, aber nicht wesentlichen Konstruktionsunterschied kennen lernen.

α) *Die einfachste Dachkonstruktion* wäre die in Abb. 48 bis 51 dargestellte, bei der zwei gegeneinander geneigte Sparren von 10/12 cm Stärke am gemeinsamen Berührungspunkte *B*, dem First (Abb. 48) durch einen sog. Scherzapfen (Abb. 51) fest

Abb. 48 bis 51. Einfachste Dachkonstruktion.

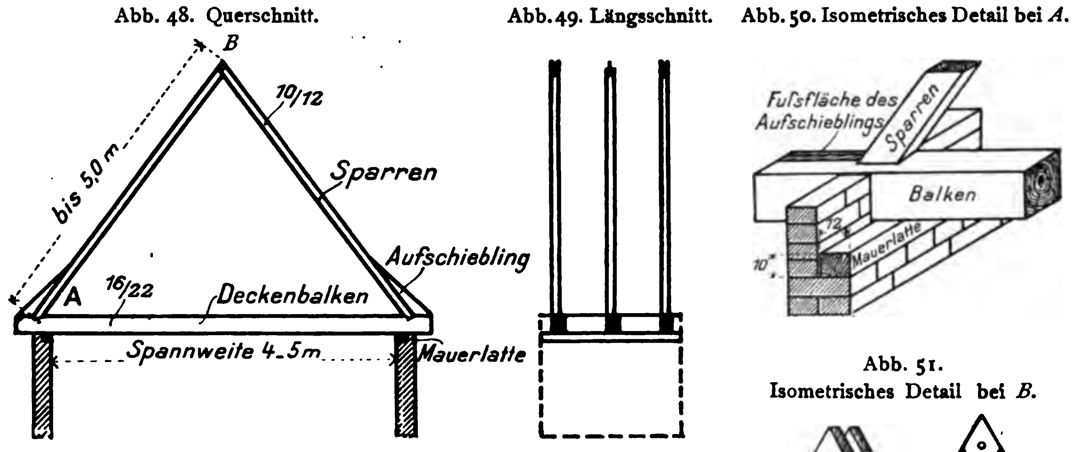


Abb. 48. Querschnitt. Abb. 49. Längsschnitt.

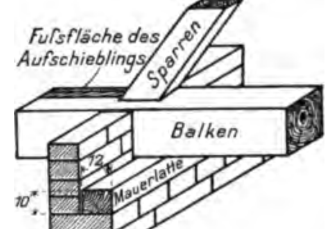


Abb. 50. Isometrisches Detail bei *A*.

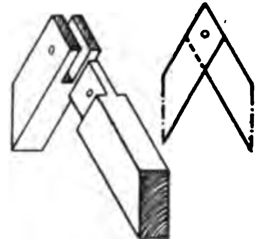


Abb. 51. Isometrisches Detail bei *B*.

miteinander verbunden sind, während die Verbindung der beiden anderen Enden mit dem Deckenbalken durch eine in Abb. 67, S. 189 abgebildete Verbindung, die Versatzung, erfolgt. Durch diese Konstruktion ist ein Dreieck, das bekanntlich eine unverschiebliche Figur darstellt, geschaffen worden. Dieser Dachstuhl, bei dem immer ein Sparrenpaar auf einem Deckenbalken ruht (Abb. 49), genügt einfachen Verhältnissen. Es ist aber dabei Voraussetzung, daß die Sparrenlänge nicht mehr als höchstens 5,0 m beträgt.

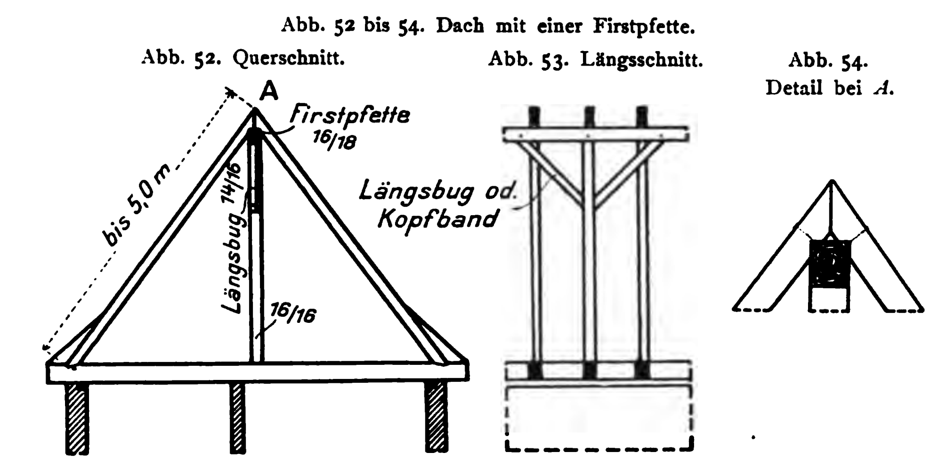
Um nun das Deckungsmaterial auf die Sparren aufbringen zu können, werden auf diese je nach dem zu verwendenden Deckungsmaterial entweder Latten aufgenagelt und zwar für Ziegeldeckung, oder eine Schalung für Schieferdeckung usw. Zur vollständigen

Ableitung des Regenwassers von der Dachfläche wären bei der in Abb. 48 vorgeführten Konstruktion noch Aufschieblinge (s. Abb. 48) anzubringen, d. h. dreieckig zugeschnittene Hölzer, die auf die Sparren und Deckenbalken aufgenagelt werden.

β) *Dach mit einer Firstpfette.* Eine wesentliche Verbesserung des soeben besprochenen Stuhles stellt der in Abb. 52 bis 54 vorgeführte dar, indem hier die Sparren

Abb. 52 bis 54. Dach mit einer Firstpfette.

Abb. 52. Querschnitt. Abb. 53. Längsschnitt. Abb. 54. Detail bei *A*.



am First durch ein senkrecht zu ihnen laufendes Holz, das Firstpfette heißt, unterstützt sind. Diese Pfette ruht auf Pfosten, die ihrerseits auf dem Deckenbalken stehen, welcher hierdurch eine Last zu tragen bekommt und deshalb unterstützt werden muß, was in dem vorliegenden Fall durch eine Wand geschieht. Pfosten und Pfette sind also die Tragkonstruktion für die Sparren, die hier nur die Deckung tragen.

Während in Abb. 48 das Dach durch die Dreieckskonstruktion zwar gegen seitlichen Winddruck unverschieblich ist, ist dies in seiner Längsrichtung nicht der Fall. Denn die Sparren können, solange die Lattung oder Schalung noch nicht aufgenagelt ist, umfallen, und auch nach Herstellung der Lattung bewirkt diese keine gute Unverschieblichkeit des Stuhles in der Längsrichtung. Diesem Übelstand ist in Abb. 52 u. 53 dadurch abgeholfen, daß durch die Pfosten und die mit Längsbügen versehene Pfette eine Längsverbindung geschaffen wurde, die eine Verschiebung der Tragkonstruktion und damit des ganzen Daches verhindert. Dieser Stuhl ist ein guter und brauchbarer; allerdings darf die Sparrenlänge wieder nicht über 5 m werden. Die Sparren sind in Abb. 52 am First stumpf gestoßen, haben also keinen Scherzapfen und sind nur auf die Pfette aufgenagelt. Ein Scherzapfen würde die Konstruktion noch verbessern.

γ) *Dach mit Bindern.* Während bei den in Abb. 48 u. 52 dargestellten Dächern die Sparren als Träger der Deckung und als Querverbindung dienen, zeigen die Abb. 55 bis 57 einen Stuhl, dessen Tragkonstruktion, **Binder** genannt, vollständig selbständig ist, indem sie eine besondere Quer- und Längsverbindung besitzt, so daß die Sparren nur noch die Deckung zu unterstützen haben und ihre ganze Last auf den Binder bzw. die Pfette übertragen. Während die Längsverbindung (Abb. 56) durch Büge wie in Abb. 53 gebildet wurde, ist der Querverband durch Streben hergestellt, die stärker als die Sparren sind und den Pfosten, auch bei starkem Winddruck auf die Dachfläche, infolge der durch sie gebildeten unverschieblichen Dreiecksverbindung, immer in senkrechter Stellung erhalten.

Wie aus der isometrischen Ansicht (Abb. 57) dieses Daches ersichtlich, ist der Abstand der Binder voneinander gleich *l*. Auf die Länge *l* liegt mithin die Firstpfette von Pfosten zu Pfosten frei und wird auf diese Länge, die zu 3,0, 4,0 bis höchstens 5,0 m

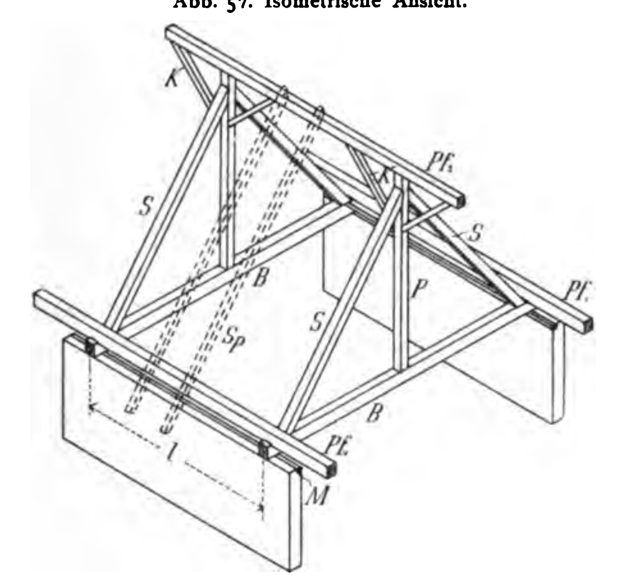
angenommen werden kann, von den Sparren belastet. Die einzelnen Bezeichnungen in Abb. 57 bedeuten: l = Binderentfernung, M = Mauerlatte, Pf_1 = Fußpfette, Pf_2 = Firstpfette, B = Deckenbalken bzw. Binderbalken, P = Pfosten, S = Strebe, K = Bug

Abb. 55 bis 58. Dach mit Bindern.

Abb. 55. Querschnitt.

Abb. 56. Längsschnitt.

Abb. 57. Isometrische Ansicht.



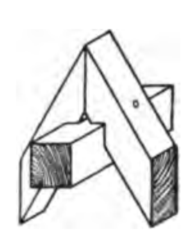


Abb. 58. Isometrische Ansicht der Befestigung der Sparren auf der Firstpfette.

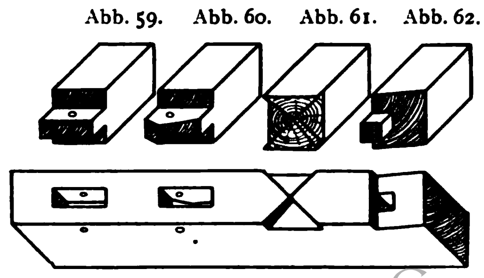
Die Sparren sind stumpf gestoßen.

oder Kopfband, Sp = Sparren. Wie aus Abb. 55 bis 57 ersichtlich, ist diese Tragkonstruktion, oder richtiger Binderkonstruktion, eine in Quer- und Längsrichtung unverschiebliche Konstruktion, auf der die Sparren ruhen. Deren Verbindung bei A ist in Abb. 58 in größerem Maßstab isometrisch dargestellt.

Die Verbindung senkrechter Pfosten mit wagerechten Hölzern ist in den Abb. 59 bis 62 gezeichnet. Abb. 59 u. 60 zeigen, wie

Abb. 59 bis 62. Verbindung senkrechter Pfosten mit wagerechten Hölzern.

Abb. 59. Abb. 60. Abb. 61. Abb. 62.



der Pfosten in Abb. 55 mit dem Deckenbalken verbunden ist. Dem Pfosten ist hierbei ein Zapfen angearbeitet, der $\frac{1}{3}$ der Pfostenstärke dick und 5 bis 8 cm lang ist. Dieser Zapfen paßt genau in das im Balken ausgearbeitete Zapfenloch, muß dieses vollständig ausfüllen und wird gegen herausziehen durch einen, durch Balken und Zapfen getriebenen Holznagel gesichert. Die hierzu vorher zu bohrenden Löcher sind in den Abbildungen angegeben. Dieser Zapfen heißt der gerade einfache Zapfen.

Abb. 61 zeigt einen Kreuzzapfen, Abb. 62 einen Eckzapfen, der besonders bei Türpfosten angewendet wird, wo die Schwelle, auf welcher der Pfosten sitzt, nicht über den Pfosten hinausgeht. Auch bei den Eckpfosten an Holzfachwerkbauten findet er Anwendung. In Abb. 63 ist die Verlängerung eines Pfostens dargestellt, der aus irgend einem Grunde gestoßen werden muß.

Abb. 63. Verlängerung eines Pfostens.

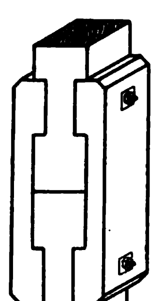
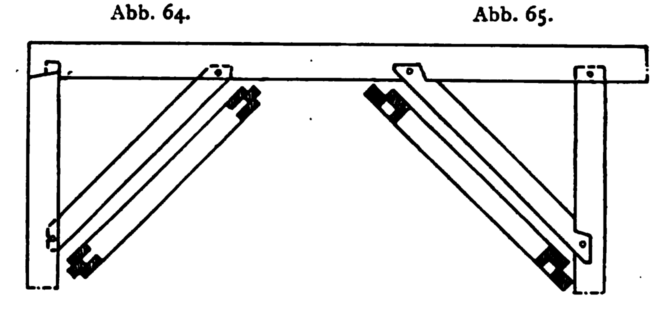


Abb. 64 u. 65. Verbindung der Längsbüge mit den Pfosten und der Pfette.

Abb. 64. Abb. 65.



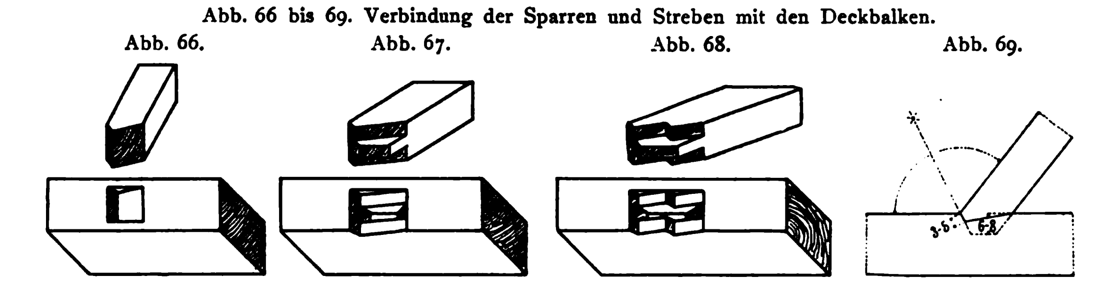
Die Verbindung der Längsbüge mit dem Pfosten und der Pfette erfolgt, auch bei den in Abb. 52 u. 55 dargestellten Dächern, nach Abb. 64. Hierbei sind am Bug an dessen beiden Enden Zapfen, die $\frac{1}{3}$ der Holzstärke betragen, angeschnitten, die genau in entsprechend ausgearbeitete Zapfenlöcher an dem Pfosten und der Pfette passen. Zur besseren Befestigung und zum Schutz vor einem lockerwerden wird durch Pfette bzw. Pfosten und Zapfen ein Holznagel geschlagen, für dessen Eintreiben vorher ein Loch gebohrt wird.

Die in Abb. 65 dargestellte Verbindung bezweckt dasselbe, nur ist hier die Befestigung mit Pfette und Pfosten auf bessere Art hergestellt, indem nicht ein Zapfen von nur $\frac{1}{3}$ der Holzstärke angeschnitten ist, sondern ein solcher von $\frac{1}{2}$ Holzstärke. Dieser Zapfen heißt Blattzapfen und die ganze Konstruktion Anblattung. Der Bug sitzt fester als der in Abb. 64 dargestellte und kann sich nie aus Pfosten oder Pfette herausziehen, weil der Blattzapfen des Buges keilförmig in dem Blattzapfenloch sitzt. Dieser keilförmige Zapfen heißt Schwalbenschwanz und die ganze Konstruktion angeblatteter Bug mit Schwalbenschwanz. Holznägel oder Schraubenbolzen sind unerläßlich notwendig um ein Loslösen des Blattzapfens aus dem Zapfenloch in wagerechter Richtung zu verhindern.

Die Abb. 66 bis 69 sind ebenfalls Einzelheiten der in den Abb. 52 u. 55 dargestellten Dächer und zeigen die Befestigung der Sparren bzw. der Streben in den Deckenbalken. Diese Verbindungen heißen Versatzungen. Abb. 66 zeigt eine Versatzung ohne Zapfen, die Abb. 67 u. 68 dagegen Versatzungen mit Zapfen und zwar stellt Abb. 68 eine doppelte Versatzung dar. Die Stirn der Versatzung wird so geschnitten, daß sie gerade in die Winkelhalbierung des geneigt liegenden Holzes, also der Strebe, mit dem horizontalen, dem Balken, fällt (s. Abb. 69). Die doppelte Versatzung wird da verwendet, wo die Streben große Schubkräfte auf die Balken zu übertragen haben.

Abb. 66 bis 69. Verbindung der Sparren und Streben mit den Deckbalken.

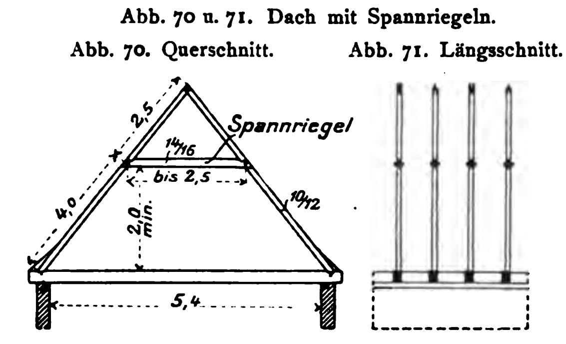
Abb. 66. Abb. 67. Abb. 68. Abb. 69.



δ) *Dach mit Spannriegeln.* Bei den seither betrachteten Dächern hatten die Stühle nur geringe Spannweiten und erforderten daher nur kurze Sparren. Die Dachräume selbst sollten auch keinen bestimmten Zweck, etwa den, bewohnt zu werden, erfüllen. Wird jedoch die Spannweite größer, so werden auch die Sparren länger, und sobald diese das Höchstmaß von 5 m überschreiten, müssen sie zwischen First und Traufe eine Unterstützung erhalten. Die einfachste Unterstützungsweise zeigt das Beispiel Abb. 70, bei dem die Sparren 6,5 m lang sind. Es ist derselbe Stuhl wie in Abb. 48, nur mußten die zu langen Sparren unterstützt werden. Dies geschah hier durch einen Spannriegel, der beide Sparren miteinander verbindet, so daß ein Einschlagen dieser nicht stattfinden kann. Alle Sparrenpaare müssen durch Spannriegel unterstützt werden (Abb. 71). Diese sind jedoch über Kopfhöhe, also etwa 2 m hoch über dem Fußboden anzubringen, damit man in dem Dachraum noch aufrecht gehen kann.

Abb. 70 u. 71. Dach mit Spannriegeln.

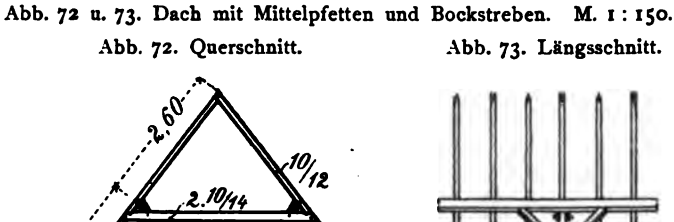
Abb. 70. Querschnitt. Abb. 71. Längsschnitt.

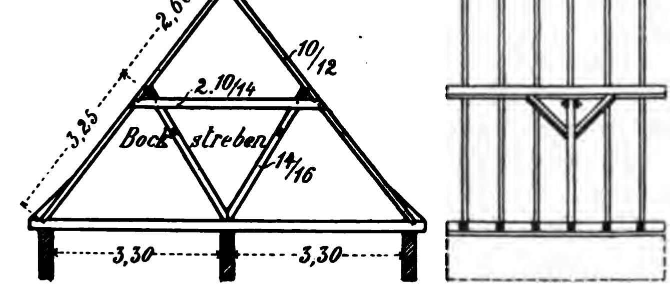


ε) *Dach mit Mittelpfetten und Bockstreben.* Wird die Spannweite noch größer und die Sparren auch länger, so genügt die Unterstützung mit Spannriegeln allein nicht

Abb. 72 u. 73. Dach mit Mittelpfetten und Bockstreben. M. 1 : 150.

Abb. 72. Querschnitt. Abb. 73. Längsschnitt.





mehr. Man muß dann eine Pfette unter den Sparren anordnen, die, weil sie zwischen First und Fuß liegt, Mittelpfette heißt. Diese Mittelpfette ist, wenn sie länger als 3 bis 4 m freiliegt, durch eine Binderkonstruktion zu unterstützen, was in Abb. 72 durch zwei Bockstreben erreicht wurde. Aus dem Spannriegel sind hier zwei Zangen geworden, welche die Streben am oberen Ende zusammenhalten. Die Längsverstrebung ist wieder durch Büge bewerkstelligt, die aber nicht senkrecht sitzen, sondern geneigt

und zwar in der Richtung der Streben. Die letzteren sind hier direkt in den Balken gezapft, können aber auch nach Abb. 74 bis 77 oder nach Abb. 78 bis 81 in eine quer über

Abb. 74 bis 77. Aufklauung der Streben auf einer Schwelle oder Pfette.

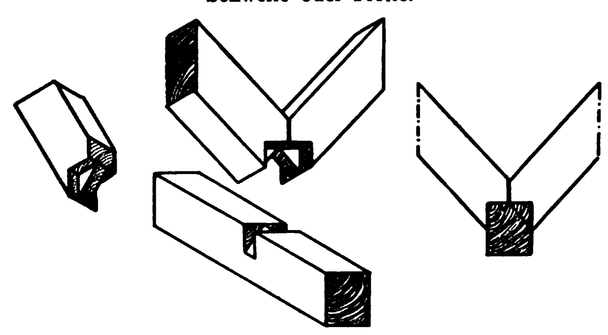
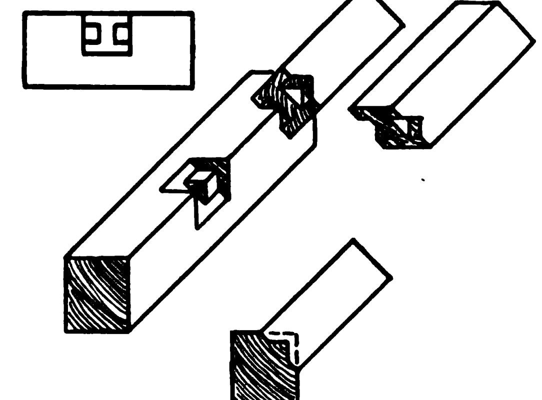


Abb. 78 bis 81. Andere Aufklauung der Streben.



die Balken laufende Pfette gezapft oder aufgeklaut sein. Diese Verbindung heißt Klaue.

ζ) *Dach mit Mittelpfetten und senkrechten Pfosten.* Die Unterstützung der Mittelpfetten in Abb. 72 ist für die ungehinderte Benutzung des Dachraumes nachteilig, weshalb eine senkrechte Unterstützung wie in Abb. 82 entschieden vorzuziehen ist. Nur

Abb. 82 bis 88. Dach mit Mittelpfetten und senkrechten Pfosten.

Abb. 82. Querschnitt. M. 1 : 150.

Abb. 83. Längsschnitt.

Abb. 84 bis 86. Befestigung der Sparren auf der Pfette.

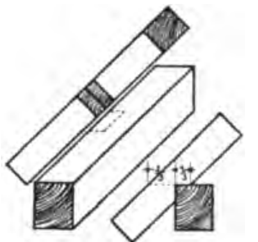
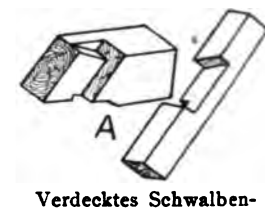


Abb. 87 u. 88. Einzelheit bei *A*.



Verdecktes Schwalbenschwanzblatt.

dürfen die Pfosten nicht im Hohlen, d. h. auf einem nicht oder nur in der Mitte unterstützten Deckenbalken sitzen, da dieser alsdann entweder die Last nicht tragen und brechen, oder doch sich stark durchbiegen würde. In Abb. 82 sind deshalb unter den Pfosten Zwischenwände als Unterstützung vorhanden.

Der Balken, auf dem die Pfosten bzw. Binderkonstruktionen sitzen, heißt Binderbalken und kann auch seiner ganzen Länge nach auf einer Wand aufliegen, was bei Wohnhäusern immer der Fall ist. Die Pfosten sind für den Querverband durch Streben und Büge versteift. Letztere sitzen im Pfosten und in dem Spannriegel, der an den Pfetten um 2 cm eingeschnitten und noch mit einem Dollen aus Eichenholz versehen ist. Dieser Einschnitt im Spannriegel heißt Kamm und diese Art der Verbindung Verkämmung.

Die sämtlichen Abb. 89 bis 94 sind Verkämmungen und können als Verbindung des Spannriegels mit der Pfette angewendet werden. Abb. 93 ist der einfachste und in diesem Falle am meisten verwendete Kamm. Die andern Kämme werden mehr beim Holzfachwerksbau angewendet und zwar beim Vorspringen der Stockwerke als Verbindung der Balken mit dem Rahmen (s. VII. Kapitel: Formenlehre, Holzbau). Abb. 89 stellt den

Eckkamm, Abb. 90 den **Seitenkamm**, Abb. 91 den **Mittelkamm**, Abb. 92 den **Kreuzkamm**, Abb. 93 den **ganzen Kamm**, auch **Blattkamm** genannt und Abb. 94 den **Schwalbenschwanzkamm** dar.

Abb. 89 bis 94. Verkämmungen.

Abb. 89. Abb. 90. Abb. 91. Abb. 92. Abb. 93. Abb. 94.

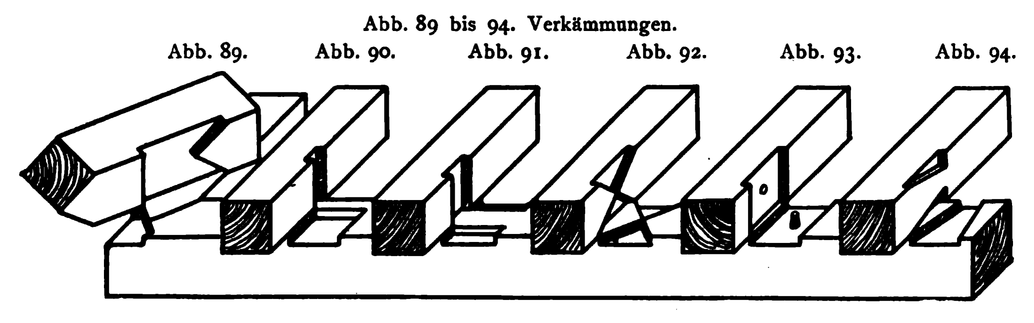
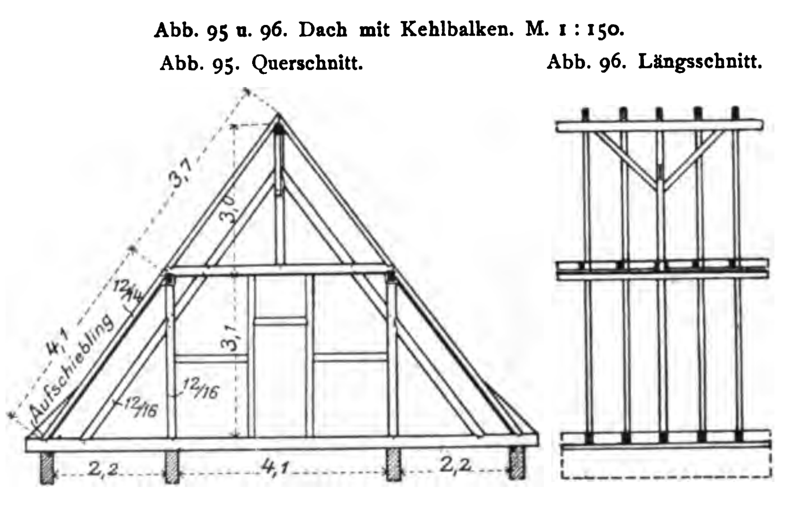


Abb. 84 bis 86 zeigen, wie der Sparren auf der Pfette sitzt, d. h. wie er **aufgesattelt** ist; $\frac{1}{3}$ der horizontalen Breite des Sparrens wurde hierbei ausgeschnitten, und mit dieser Breite (Sattel) sitzt der Sparren auf der Pfette. In Abb. 87 u. 88 ist die Verbindung des Spannriegels mit dem Sparren isometrisch dargestellt. Der Spannriegel hält nicht nur die Pfetten, sondern auch die über dem Binder liegenden Sparren zusammen, weshalb die Verbindung eine möglichst unlösliche sein muß, was bei dem vorgeführten Beispiel durch eine schwalbenschwanzförmige Überblattung des Riegels mit dem Sparren erreicht ist. Hierbei wird aus dem Sparren die Hälfte seiner Stärke, hier also, da er 10/12 cm stark ist, 5 cm und dasselbe Maß auch aus dem Riegel herausgeschnitten. Der Schwalbenschwanz verhindert das Herausziehen des Sparrens.

η) *Dach mit Kehlbalken.* Bei allen bis jetzt besprochenen Dachstühlen ist ein Bewohnen dieser nicht möglich gewesen. Soll jedoch ein Dachraum bewohnt werden, so muß man in Stockhöhe, das ist etwa 3 m im Lichten eine Decke in den Dachraum einbauen. Dies kann leicht dadurch bewirkt werden, daß die nötigen Deckenbalken, in diesem Falle **Kehlbalken** genannt, während das Gebälk selbst **Kehlgebälk** heißt, so auf die Mittelpfetten gelagert werden, daß je ein Kehlbalken neben einen Sparren zu liegen kommt (Abb. 96). Der Querschnitt (Abb. 95) sieht, was den Binder selbst anlangt, genau so aus wie derjenige in Abb. 82, nur fehlen letzterem die Firstpfette und die Kehlbalken,

Abb. 95 u. 96. Dach mit Kehlbalken. M. 1 : 150.

Abb. 95. Querschnitt. Abb. 96. Längsschnitt.



weshalb dieser Dachraum so nicht bewohnt werden kann. Der Stuhl in Abb. 82 ist ein **nichtausgebauter** und, weil die Pfetten durch Pfosten unterstützt sind, ein **stehender Stuhl**. Abb. 95 dagegen stellt einen **ausgebauten stehenden Stuhl** dar.

Die Untersicht der Sparren sowie des Kehlgebälks sind verputzt, und ist eine Wand in den Binder eingebaut, die den Dachraum in verschiedene Räume teilt. Beim ausgebauten Stuhl muß die Längsverstrebung unter den Mittelpfetten wegfallen, da sie

störend in den Raum ragen würde. Die Längsverbindung dieses Stuhls ist aber trotzdem eine gute, weil die Verlattung oder Schalung im Äußeren, sowie die Verschalung im Inneren unterhalb der Sparren als guter Ersatz angesehen werden können. Die Querverbindung ist beim ausgebauten Stuhl eine bessere, da die Ausmauerung der Zwischenwand im Binder die Unverschieblichkeit erhöht.

Abb. 97. Modell eines ausgebauten stehenden Stuhls.

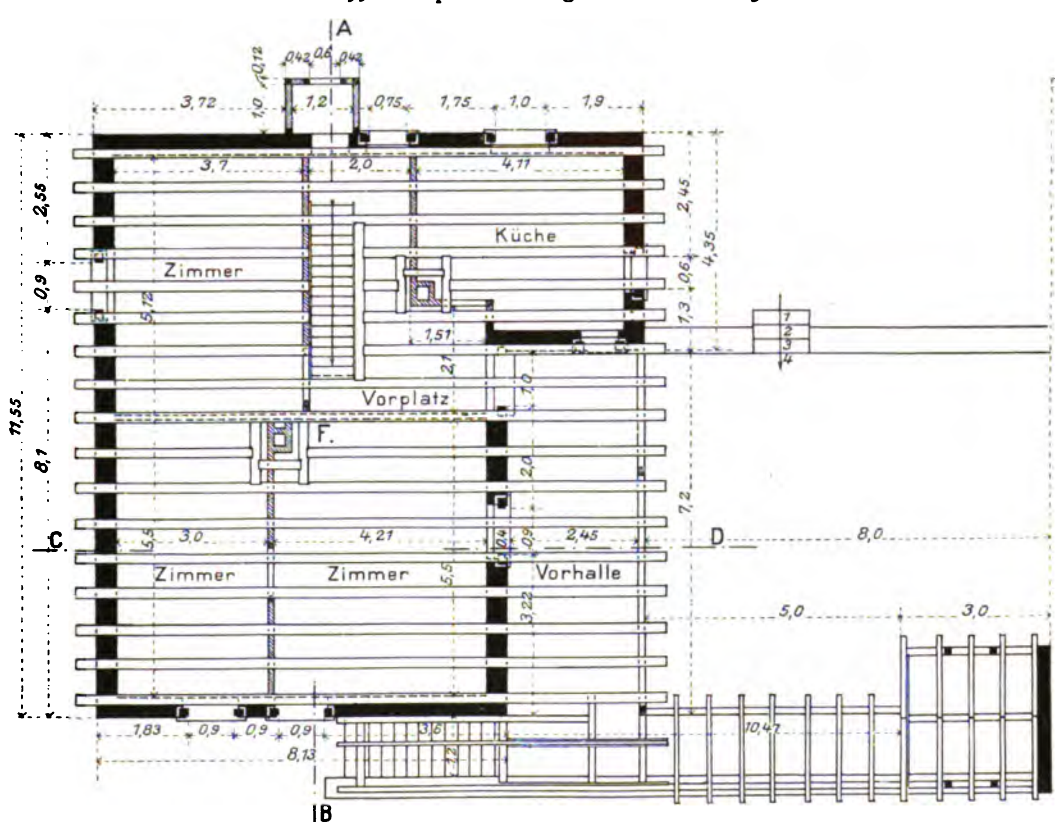


Abb. 97 gibt die Abbildung eines Modells eines ausgebauten stehenden Stuhles, dessen Querschnitt derselbe ist, wie in Abb. 95. Die Pfetten ruhen an ihren Enden auf den beiden Giebeln auf, mit denen sie verankert werden; in der Mitte sind sie durch einen Binder unterstützt. Alle Sparren sind mit den Kehlbalken mittels der schwalbenschwanzförmigen Überblattung (s. Abb. 87 u. 88) verbunden.

Abb. 98. Werkplan des Kellergeschosses. M. 1 : 150.

§ 5. Anwendung eines ausgebauten stehenden Stuhles bei einem kleinen freistehenden Wohnhaus und dessen Zerlegung in die einzelnen

Abb. 99. Werkplan des Erdgeschosses. M. 1 : 150.

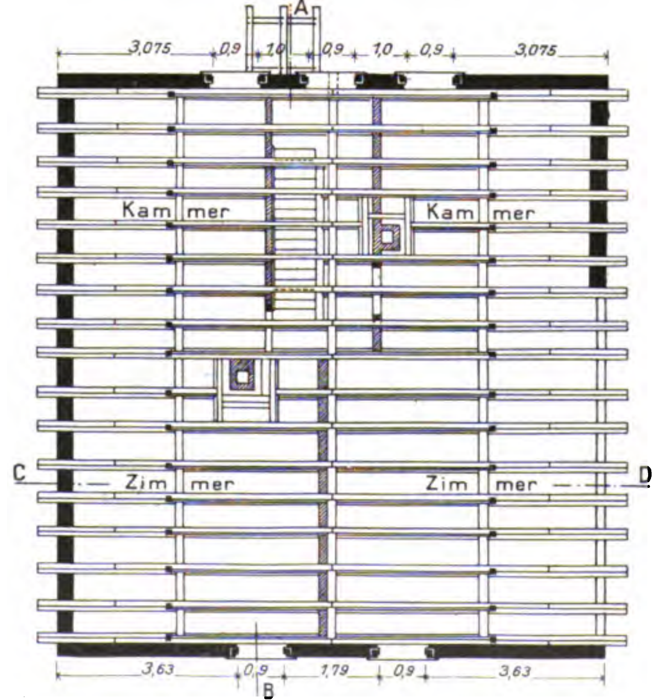


Konstruktionsteile unter besonderer Berücksichtigung der Holzkonstruktionen.

a) Die Werkpläne der verschiedenen Geschosse. In Abb. 98 ist der Werkplan zum Kellergeschoß des oben erwähnten Wohnhauses gegeben, der die eingezeichneten Eisenträger der Decke, auf den starken Umfassungsmauern ruhend, zeigt. Auf diese Mauern setzt sich das ebenfalls als Werkplan dargestellte Erdgeschoß (Abb. 99), in das die Balkenlage, in diesem Falle Dachgebälk genannt, eingezeichnet ist. In den Werkplan des Dachgeschosses (Abb. 100) sind die Sparren eingezeichnet.

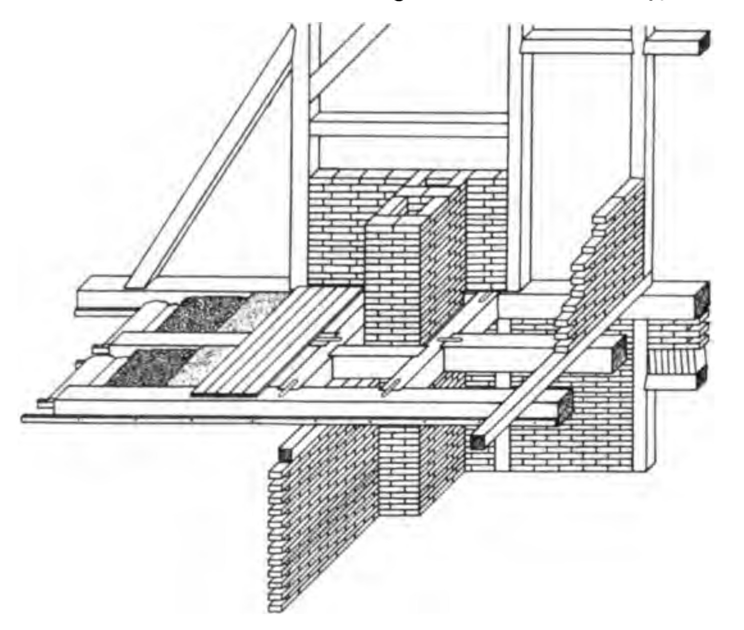
b) Die Balkenlage. Bei der Einteilung der Balken wird

Abb. 100. Werkplan des Dachgeschosses. M. 1 : 150.



so verfahren, daß unmittelbar neben die Giebelmauern, sowie auf die in Abb. 99 bei *F* einpunktierte Zwischenwand ein Balken gelegt wird. Der verbleibende Raum zwischen diesen drei Balken wird alsdann in gleiche Teile geteilt und mit Deckenbalken belegt, die eine ungefähre Entfernung von Mitte zu Mitte von 0,60 bis 0,75 m bekommen. Die auf den Außenmauern aufliegenden Balkenköpfe dürfen nicht fest eingemauert werden, sondern es muß ein kleiner Zwischenraum rings um das Holz herum bleiben und vor allem ist die Feuchtigkeit des noch frischen Mauerwerks von dem Holz abzuhalten, weil sonst leicht eine Zerstörung des letzteren durch sich bildenden Schwamm hervorgerufen werden kann.

Abb. 101. Isometrische Darstellung des Punktes *F* in Abb. 99.



Wo ein Kamin, wie z. B. beim Punkt *F* (Abb. 99), in der Flucht eines Balkens liegt, muß dieser abgeschnitten und ausgewechselt werden (Abb. 101). Dabei muß alles Holzwerk mindestens 25 cm von der Innenseite des Kamins entfernt liegen; der sich bildende Zwischenraum zwischen Balken und Kamin wird feuersicher ausbetoniert. Da, wo eine Treppe, wie beim Vorplatz der Abb. 99, quer zur Balkenrichtung läuft, müssen die Balken ebenfalls ausgewechselt werden.

Abb. 102 bis 104. Brustzapfen mit gerader Brust. Abb. 102. Schnitt. Abb. 104. Isometrische Ansicht.

Abb. 105 bis 107. Brustzapfen mit schräger Brust, ohne Zapfen. Abb. 105. Schnitt. Abb. 107. Isometrische Ansicht.

Abb. 108 bis 110. Brustzapfen mit schräger Brust und Zapfen. Abb. 108. Schnitt. Abb. 110. Isometrische Ansicht.

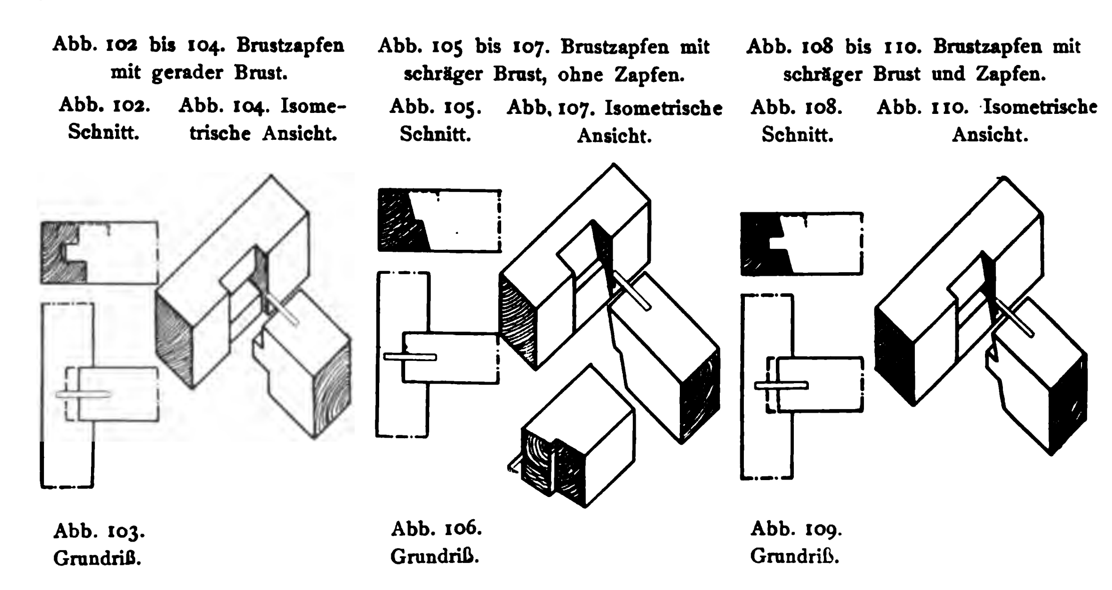


Abb. 103. Grundriß. Abb. 106. Grundriß. Abb. 109. Grundriß.

Wechsel heißt der quer zur Balkenlage laufende kurze Balken, auf dem die Deckenbalken aufliegen. Die Verbindung dieser mit dem Wechsel geschieht durch den Brust-

zapfen (Abb. 102 bis 110). Abb. 102 bis 104 zeigen den Brustzapfen mit gerader Brust, bei dessen Anwendung der Balken einen ungleich langen Zapfen und der Wechsel ein entsprechendes Zapfenloch hat. Damit der Balken sich nicht vom Wechsel loslöst, sind beide durch eine eingelassene Eisenklammer miteinander verbunden. In Abb. 105 bis 107 ist ein Brustzapfen mit schräger Brust aber ohne Zapfen dargestellt, der tragfähiger als derjenige mit gerader Brust ist, weil bei ihm das Wechselholz nicht nur mit $\frac{1}{3}$, sondern mit der Hälfte seiner Höhe tragen kann. Dabei trägt der schräge Schnitt oder die Brust mit, und verkeilt sich diese Verbindung bei der Belastung fest ineinander. Ein Brustzapfen mit schräger Brust aber mit Zapfen, der eine Vereinigung der beiden zuerst besprochenen Brustzapfen bildet, ist in den Abb. 108 bis 110 dargestellt.

Abb. 111. Stumpfer Balkenstoß.

Abb. 112. Blattstoß.

Abb. 113 u. 114. Schräger Stoß.

Abb. 113. Ansicht.

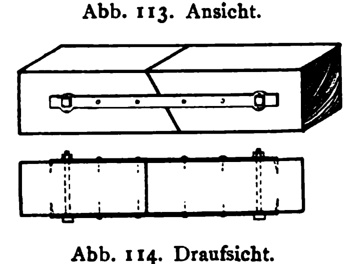
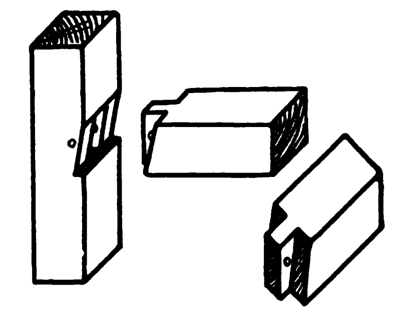


Abb. 114. Draufsicht.

Oft kommt es vor, daß Balken, weil sie zu lang werden, auf dem gemeinsamen Auflager gestoßen werden müssen. Abb. 111 zeigt einen stumpfen Balkenstoß, über den eine Eisenklammer geschlagen ist, und Abb. 112 den Blattstoß, bei dem aus jedem Balken je die Hälfte seiner Höhe ausgeschnitten ist. Zwei diagonal versetzte Holznägel sichern die Verbindung vor dem Auseinanderziehen. In Abb. 113 u. 114 ist der schräge Stoß dargestellt, bei dem die Balken durch seitlich angeschraubte Flacheisen vor dem Auseinanderziehen gesichert sind.

Abb. 115. Querschnitt *C-D* (Abb. 99). M. 1 : 150.

Abb. 116 bis 118. Versatzung mit Zapfen.

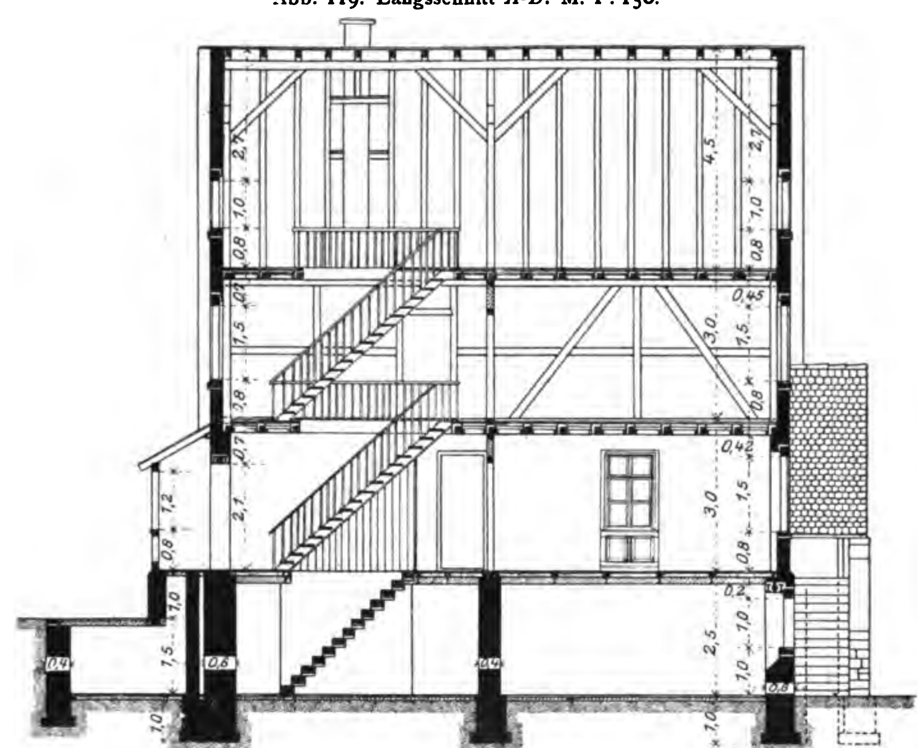


c) Die Zwischenwände. In Abb. 115 ist der Querschnitt *C—D* (vgl. Abb. 98 bis 100) dargestellt, aus dem die Stockwerkshöhen und vor allem die Dachkonstruktion zu ersehen ist. Im Erdgeschoß, sowie im Dachstock ist eine Zwischenwand in der Ansicht zu sehen. Diese Zwischenwände sind

aus 12/12 cm starken Hölzern konstruiert und bestehen aus senkrechten Pfosten, die im Erdgeschoß in einer Schwelle, im Dachstock dagegen unten in den Binderbalken, oben in einen Deckenbalken eingezapft sind. Streben sorgen für eine Querversteifung, während die in halber Höhe wagerecht liegenden, Riegel genannten Hölzer bewirken, daß die $\frac{1}{2}$ Stein stark ausgemauerten Felder nicht zu groß werden (s. auch Abb. 101).

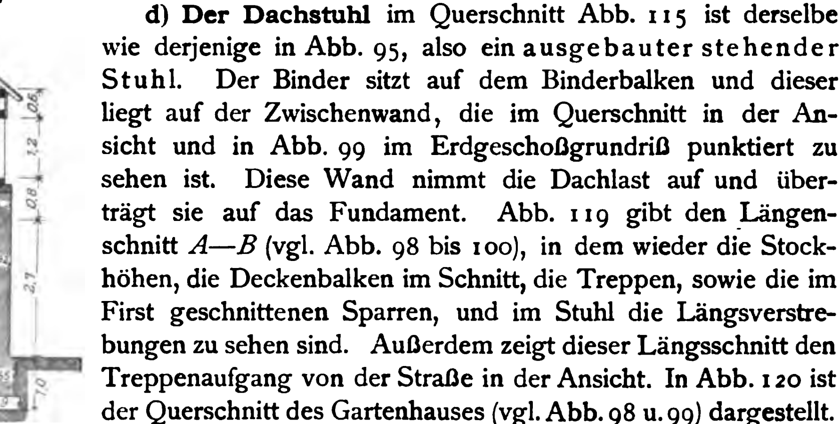
Wo in einer solchen Wand eine Tür angebracht ist, muß der Riegel über Kopfhöhe sitzen, 2,0—2,2 m hoch; er heißt dann Türsturzriegel. Während die übrigen Riegel nur mit einem gewöhnlichen Zapfen (s. Abb. 59, S. 187) in den Pfosten stecken, ist der Türsturzriegel mittels Zapfen und Versatzung (Abb. 116 bis 118) mit dem Türpfosten ver-

Abb. 119. Längsschnitt *A-B*. M. 1 : 150.



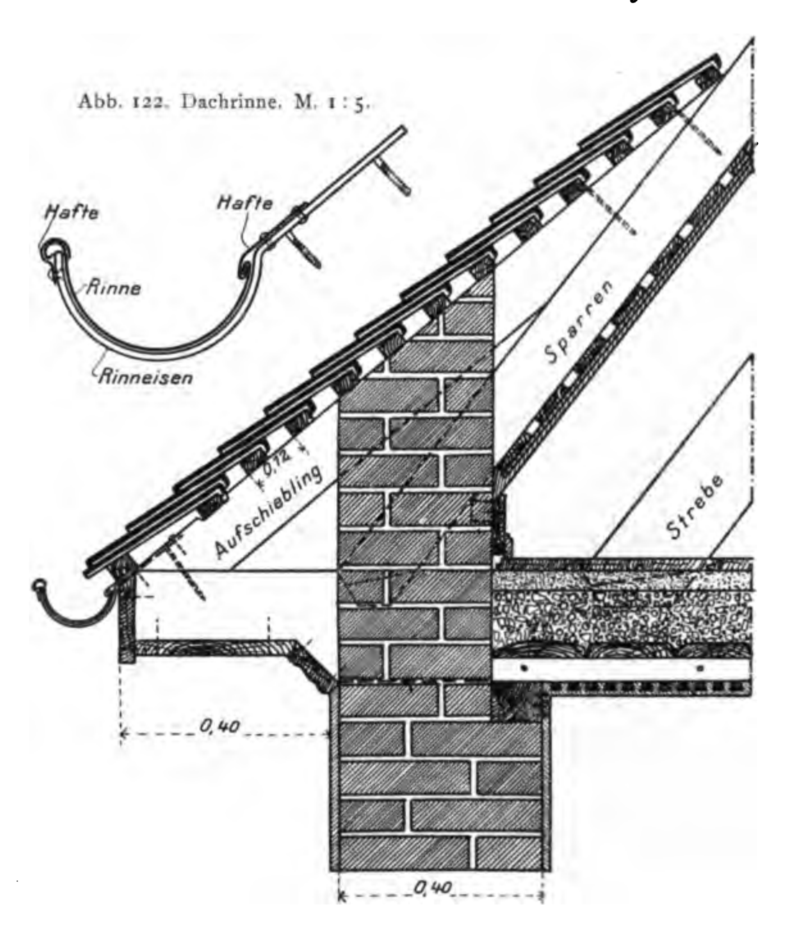
bunden, weil dieser Zapfen tragfähiger sein muß wie der gewöhnliche, da er durch das über dem Sturzriegel sitzende ausgemauerte Feld belastet ist.

Abb. 120. Querschnitt des Gartenhauses. M. 1 : 150.



d) Der Dachstuhl im Querschnitt Abb. 115 ist derselbe wie derjenige in Abb. 95, also ein ausgebauter stehender Stuhl. Der Binder sitzt auf dem Binderbalken und dieser liegt auf der Zwischenwand, die im Querschnitt in der Ansicht und in Abb. 99 im Erdgeschoßgrundriß punktiert zu sehen ist. Diese Wand nimmt die Dachlast auf und überträgt sie auf das Fundament. Abb. 119 gibt den Längenschnitt *A—B* (vgl. Abb. 98 bis 100), in dem wieder die Stockhöhen, die Deckenbalken im Schnitt, die Treppen, sowie die im First geschnittenen Sparren, und im Stuhl die Längsverstrebungen zu sehen sind. Außerdem zeigt dieser Längsschnitt den Treppenaufgang von der Straße in der Ansicht. In Abb. 120 ist der Querschnitt des Gartenhauses (vgl. Abb. 98 u. 99) dargestellt.

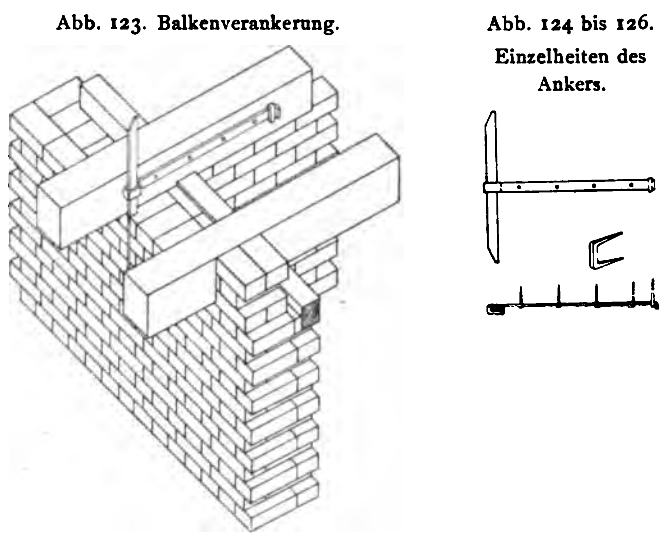
Abb. 121 u. 122. Schnitt durch die Traufe. M. 1 : 15.



e) Die Traufe. Abb. 121 u. 122 zeigen einen Querschnitt durch die Traufe mit allem, was an dem vollendeten Bau hier zu finden ist. Die Deckenbalken stehen über die Außenwand vor und bilden, indem sie verschalt werden, ein Gesims, vor dem die Dachrinne hängt. Die Dachdeckung ist ersichtlich, ebenso der Verputz unterhalb der Sparren. Die Deckenbalken müssen bei diesem Hause auf dessen Tiefe mindesten 4 bis 5 mal an ihren Enden mit den Außenmauern verankert werden. Eine solche Verankerung ist in Abb. 123 dargestellt, während die Abb. 124 bis 126 die Einzelheiten des Ankers zeigen. Aber auch die Giebel müssen mit dem

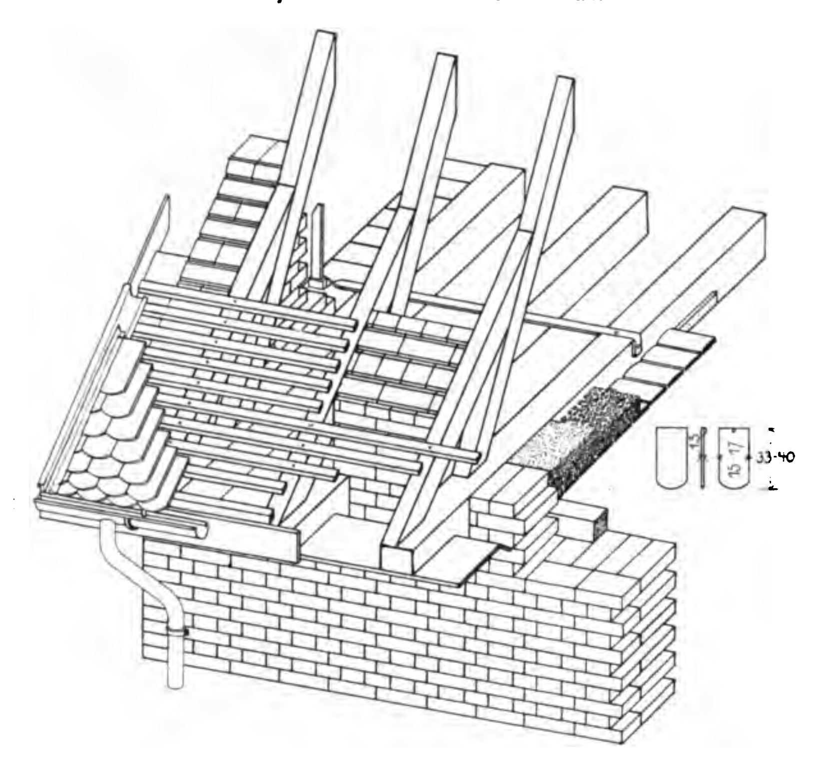
Abb. 123. Balkenverankerung.

Abb. 124 bis 126. Einzelheiten des Ankers.



Gebälk verankert werden, wie dies aus Abb. 127 zu ersehen ist, wo der den Giebel fassende Anker über drei Balken hinweggreift. Die isometrische Abb. 127 erläutert zugleich die Ausbildung der Traufe in ihren sämtlichen Einzelheiten.

Abb. 127. Isometrische Ansicht der Traufe.



In den Abb. 128 bis 139 ist der Querschnitt durch den Dachstuhl in größerem Maßstabe mit allen Einzelheiten dargestellt, die mit ihm im Zusammenhange stehen. Er läßt im Schnitt erkennen, wie die Gebälke und Sparren am Kamin ausgewechselt sind, während aus dem Grundriß zu ersehen ist, wie das Kamin von der Binderwand entfernt liegt. Ferner ist aus dem Grundriß die Sparrenauswechselung daselbst, die Sparrenlage mit den darunter vorsehenden Balken, weiter die Dachdeckung, die in einem besonderen Paragraphen noch behandelt wird, sowie Einzelheiten der Deckenkonstruktion zu ersehen. Holzstärken und Bezeichnung der einzelnen Konstruktionsteile sind ebenfalls zu finden.

Abb. 140 gibt die isometrische Darstellung eines Schnitts durch das ganze Haus und erläutert alles, was in den geometrischen Schnitten nicht zu sehen ist, durch die körperliche Darstellung.

Eine Holzverbindung, die in Abb. 99 bei dem Zusammenstoß der Vorhalle mit dem nach dem Gartenhaus führenden Laubengang und auch besonders bei freistehenden Fachwerksbauten vorkommt, ist die Eckverbindung von Schwellen und Pfetten, Eckverblattung genannt. Die Ecke wird durch einen Pfosten unterstützt, auf dem beide wagerechten Hölzer ihr ausreichendes Auflager finden müssen, was nur dadurch möglich ist, daß man an dieser Stelle, da beide Hölzer in einer Ebene liegen, aus jedem die halbe Holzdicke ausschneidet. Dies veranschaulicht die Abb. 141, bei der man sich nur noch den Pfosten darunter zu denken hat. Bei Fachwerksbauten mit zwei Stockwerken



Abb. 128 bis 139. Einzelheiten des besprochenen Hauses. M. 1 : 9.

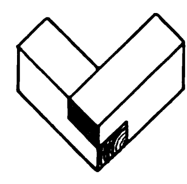
Grundrifs.

Längsschnitt. Querschnitt. Längsschnitt. Einzelheiten.

Abb. 135 bis 139. Zwischendecken.

Abb. 140. Isometrischer Querschnitt durch das ganze Haus.

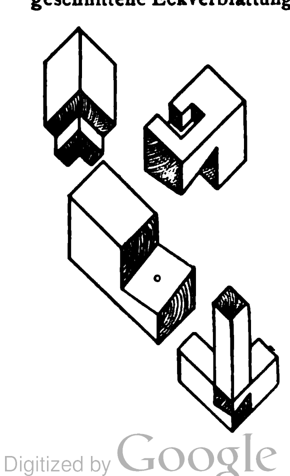
Abb. 141. Eckverblattung.



übereinander sitzt dann sowohl ein Pfosten unter, als auch ein solcher über dieser Eckverbindung, die zu ihrer Unlöslichkeit gegen horizontale Verschiebung der Hölzer mit einem Holznagel versehen ist.

Um ein horizontales Verschieben der Hölzer noch mehr zu verhüten, schneidet man, wie dies die Abb. 142 bis 145 zeigen, das Blatt an jedem der Hölzer nicht wagerecht, sondern schräg. Diese Verbindung heißt die schräg geschnittene Eckverblattung. Der Eckpfosten, sowohl oberhalb als auch unterhalb dieser Verbindung sitzend, wird zum besseren Halt nicht mit dem gewöhnlichen geraden Zapfen, sondern mit einem Eckzapfen versehen (s. ebenfalls Abb. 142 bis 145).

Abb. 142 bis 145. Schräg geschnittene Eckverblattung.



Beim Fachwerksbau mit sichtbarem Holzwerk sieht das auf beiden Seiten des Hauses vorstehende Hirnholz, das ist die Ansicht des quer zu den Holzfasern geschnittenen Holzes, nicht gut aus, weshalb man das Heraussehen des Hirnholzes dadurch vermeidet, daß

Abb. 146 bis 149. Schwalbenschwanzförmige, verdeckte Eckverblattung.

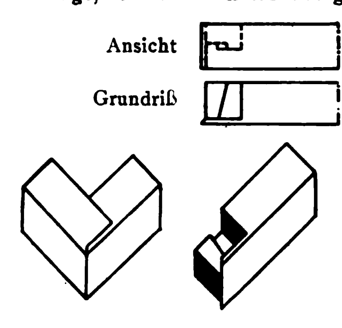
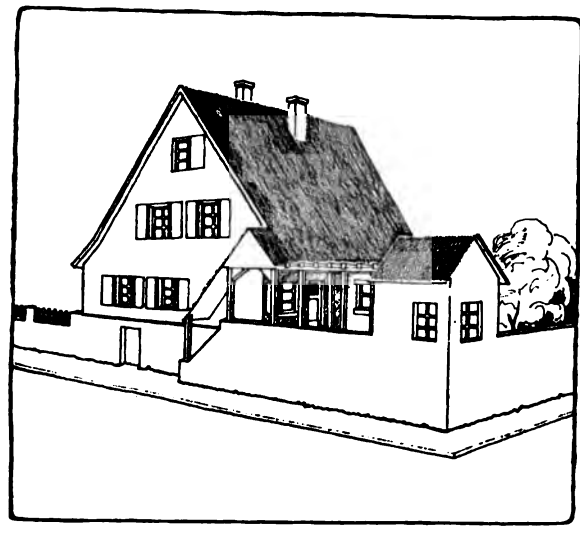


Abb. 150. Perspektivisches Bild des vorgeführten Hauses.



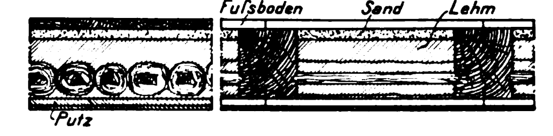
man, wie dies Abb. 146 bis 149 zeigen, eine verdeckte Eckverblattung herstellt. Das Blatt selbst kann wie in Abb. 141 wagerecht, oder wie in Abb. 142 bis 145 schräg geschnitten sein. Eine Verbesserung dieser beiden Arten besteht in Abb. 146 bis 149 darin, daß die beiden Blätter schwalbenschwanzförmig geschnitten sind, wodurch eine Verschiebung der Hölzer in horizontaler Richtung unmöglich wird.

§ 6. Die Zwischendecke.

Es würde nicht genügen, oberhalb der Deckenbalken einen Fußboden, unterhalb eine Decke anzubringen und den Raum zwischen zwei Balken, dem Fußboden und der Decke unausgefüllt zu lassen. Eine solche Konstruktion wäre nicht warm genug und, was noch wichtiger ist, gar nicht schallsicher, sie wäre zu durchhörig. Letzterer Umstand spielt aber besonders bei mehrstöckigen Mietsbauten eine sehr große Rolle. Der Hohlraum muß deshalb ganz oder doch zum Teil ausgefüllt, d. h. es muß eine Zwischendecke angebracht werden. Diese kann verschieden konstruiert werden, jedoch wird man bei dem kleinen Haus, das in seine einzelnen Teile zerlegt wurde, nur die in den Abb. 135 bis 139 vorgeführten Decken oder die in Abb. 155 u. 156 dargestellte anwenden.

a) **Der ganze Windelboden.** Diejenige Decke, die am schallsichersten und wärmsten, zugleich aber auch am schwersten ist und deshalb ein starkes Deckengebälk verlangt, ist der in Abb. 151 u. 152 gezeichnete ganze Windelboden. Dieser Umstand, sowie der, daß die Decke schwer trocknet und auch nicht so rasch hergestellt werden kann, wie modernere Konstruktionen, hat diese Decke heute fast vollständig von der Verwendung ausgeschaltet. Ihre Herstellung geschieht folgendermaßen. Ungefähr 8 cm von Unterkante der Balken werden in diese Nuten gehauen und in diese Nuten

Abb. 151 u. 152. Ganzer Windelboden.
Abb. 151. Längsschnitt. Abb. 152. Querschnitt.



Stakhölzer, das sind aus Eichen-, Tannen- oder Forlenholz mit der Axt gespaltene 3 bis 4 cm dicke, 6 bis 9 cm breite Hölzer, die mit Strohlehm umwickelt sind, fest

eingetrieben und Wickel neben Wickel gesetzt. In untergeordneten Räumen wird die Untersicht nur mit Lehm glattgestrichen, in Wohnräumen dagegen sauber verputzt.

Ist der Lehm vollständig ausgetrocknet, was je nach der Jahreszeit und der Dicke der Wickel 3 bis 6 Wochen dauert, so wird über die Ausstakung eine bis Oberkante Balken reichende durchaus trockene und von organischen Beimengungen freie Sandauffüllung aufgebracht, über die man dann den Holzfußboden legt. Die Bedingung der Trocken- und Reinheit des Auffüllmaterials gilt für alle Zwischendecken. Statt Sand kann zur Auffüllung auch reine Koksasche verwendet werden. Ganz auszuschließen dagegen ist alter Bauschutt, da durch diesen Schwamm oder Krankheitskeime in das Gebäude eingeschleppt werden können.

b) Der halbe Windelboden. Die Abb. 153 u. 154 zeigen den halben Windelboden, der zwar den Nachteil des großen Gewichtes nicht hat, aber auch nicht den großen Vorteil der größtmöglichsten Wärme- und Schallundurchlässigkeit besitzt. Die Stakhölzer sitzen hier höher, 10—12 cm von Unterkante Balken, und sind ebenfalls mit

Abb. 153 u. 154. Halber Windelboden.
Abb. 153. Längsschnitt. Abb. 154. Querschnitt.

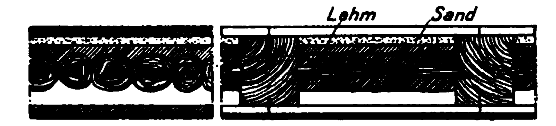
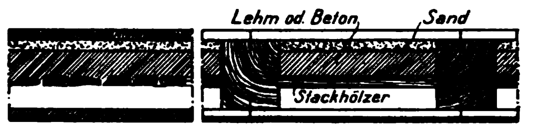


Abb. 155 u. 156. Nicht mit Strohlehm umwickelte Stakhölzer.



Strohlehm umwickelt. Abb. 155 u. 156 weisen dieselbe Konstruktion auf, nur sind hier die Stakhölzer nicht mit Strohlehm umwickelt, sondern trocken in die Nuten getrieben, und der Lehm, der nun auch durch einen leichten Schlackenbeton ersetzt werden kann, unmittelbar auf die Stakhölzer aufgebracht.

c) Die Einschubdecke. Wenn man statt Nuten in die Balken zu hauen, die diese schwächen, 2,5/5 cm starke Latten unten an die Seiten der Balken nagelt oder besser schraubt, auf diese Bretter oder Schwarten legt und darauf Beton und Sand aufbringt, so erhält man eine häufig ausgeführte einfache Zwischendecke, die Einschubdecke heißt (s. die Abbildungen 135 bis 139, S. 199). In diesen Abbildungen ist auch gezeigt, wie die Putzdecke, die unterhalb der Balken sich befindet, hergestellt werden kann.

Das Detail *A* zeigt eine Rohrputzdecke auf Schalung, bei der unter die Balken zuerst eine 2 cm starke Holzverschalung und darüber eine Verrohrung aus Schilfrohr genagelt ist. Diese Rohrung kann durch Aufnageln der einzelnen Rohre auf die Schalung oder durch fabrikmäßig hergestellte sog. Schilfrohrmatten geschehen. Bei den letzteren sind die Rohre mit Draht umflochten, so daß man diese Matten in Längen von 10 bis 20 m beziehen und einfach an die Decke heften kann. Dies geschieht mit Nägeln, wie sie im »Detail bei *A*« mit *a* und *b* bezeichnet sind. Auf die Rohre kommt dann der Putz.

Im Detail *B* (S. 199) ist eine Putzdecke dargestellt, die einfacher und billiger, aber auch nicht so warm und schalldämpfend ist wie diejenige des Details *A*. Schalung und Rohrung fallen hier weg und statt ihrer werden nur Lättchen mit trapezförmigem Querschnitt von 1,5 cm Dicke und 2 cm Breite quer über die Balken genagelt und darauf der Gips- oder Kalkmörtel geworfen, der in den Zwischenräumen der Lättchen einen Halt findet. Auch andere, denselben Zweck verfolgende Querschnittsformen der Latten sind in Gebrauch.

Abb. 157. Leistengeflecht. Querschnitt.



Ebenso gibt es aus solchen Lättchen mit Draht geflochtene Mattengewebe oder Leistengeflechte (Abb. 157), ähnlich den Schilfmatten.

d) **Die Kreuzstakung.** Wenn die Deckenbalken über 5,5 m oder gar 6,0 m freiliegen, so müssen sie stärker gemacht werden, als gewöhnlich. Dadurch verteuert sich aber eine Decke sehr und man greift deshalb zu einem Hilfsmittel, das in Abb. 159 dargestellt ist und die Kreuzstakung heißt. Man macht hierbei die Balken nicht stärker, sondern — wenigstens in der Breite — schwächer, statt 18/22 oder 18/24 nur 14/24 bis 16/28, und legt sie auch näher zusammen, statt wie gewöhnlich bis zu 75 bis 80 cm von Mitte zu Mitte nur 50 bis 60 cm auseinander und verstrebt die Balken unter sich, indem man die Stakhölzer kreuzweise anordnet. Dadurch entstehen kleine Sprengwerke, und die Last, die ein einzelner Balken zu tragen hat, wird durch alle Balken in wagerechter Richtung und zuletzt durch die beiden Wandbalken auf die Mauern übertragen, an denen diese liegen.

Abb. 158 u. 159. Kreuzstakung.



Abb. 158. Längsschnitt.

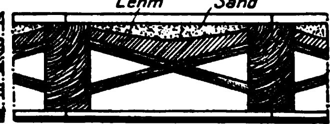


Abb. 159. Querschnitt.

Um ein Hinausdrücken dieser Mauern zu verhindern, muß man den horizontalen Schub dadurch aufheben, daß man alle 2,0 m in der Länge der Balken eine von Wand zu Wand durchgehende Eisenverankerung anbringt. Auch ist es von Vorteil, die Wandbalken entweder unmittelbar auf einen Mauerabsatz zu legen, oder sie an die Wand durch Eisen zu befestigen, weil dadurch die Stabilität der Decke vergrößert wird. Die Ausfüllung geschieht wieder durch Lehm und Sand, oder Schlackenbeton und Sand.

e) **Das Verputzen der Untersicht der Balken** verleiht der Decke eine gewisse Feuersicherheit. Um diese zu steigern, führt man den Putz nicht auf Holzlatten oder Schalung mit Rohrung aus, sondern auf einem feuersicheren Material, das in Abb. 160 aus einem Tonziegelgewebe, auch Rabitzgewebe genannt, besteht (Abb. 161), bei dem ein Drahtnetz durch kreuzförmige, gebrannte Tonkörperchen umhüllt ist. Dieses Gewebe wird nicht unmittelbar auf die Balken genagelt, sondern man befestigt, wie Abb. 173 zeigt, längs der Unterseite der Balken ein Rundeisen, an dem das Gewebe durch Draht angeheftet wird. Der durch das Rundeisen zwischen Putz und Balken geschaffene Zwischenraum erhöht noch die Feuersicherheit; außerdem wird die Putzdecke durch das Arbeiten der Balken nicht in Mitleidenschaft gezogen. Im übrigen ist die Zwischendecke eine Einschubdecke wie bei dem in den Abb. 128 bis 139 dargestellten Gebäude.

Abb. 160 u. 161. Putz auf Rabitzgewebe.

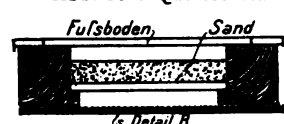


Abb. 160. Querschnitt.

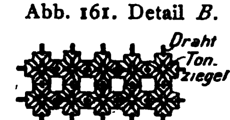


Abb. 161. Detail *B*.

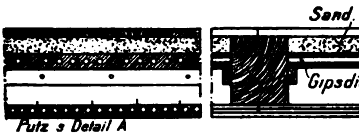
f) **Einschubdecke aus Gipsdielen.** In Abb. 162 u. 163 ist der Holzbelag der Einschubdecke durch Gipsdielen ersetzt, die feuersicherer als Holz sind und die, da sie in Dicken bis 10 cm erhältlich sind, ein Auftragen von Lehm oder Beton entbehrlich machen, so daß nur Sand aufgefüllt zu werden braucht. Diese Decke wendet man dort an, wo besondere Eile bei der Bauausführung verlangt wird, weil sie nicht erst zu trocknen braucht, ehe die Sandauffüllung und der Fußboden aufgebracht werden; vielmehr ist die Decke sofort fertig, wenn die Gipsdielen auf die Latten gebracht sind.

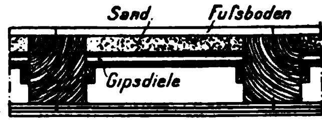
g) **Zwischendecke aus Schwemmsteinen.** Auch die Konstruktion der Abb. 164 u. 165 erfüllt fast denselben Zweck wie diejenige der Abb. 163. Hier sind auf die

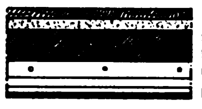
Latten mit den Stirnflächen gegeneinanderstoßende leichte Steine, sog. Schwemmsteine, in Rollschichten gestellt. Die Stoßfugen werden mit Mörtel ausgefüllt, so daß

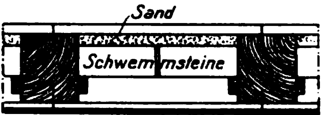
Abb. 162 u. 163. Einschubdecke aus Gipsdielen. Abb. 164 u. 165. Zwischendecke aus Schwemmsteinen.

Abb. 162. Längsschnitt. Abb. 163. Querschnitt. Abb. 164. Längsschnitt. Abb. 165. Querschnitt.









eine so rasche Fertigstellung wie bei der vorgenannten Konstruktion nicht möglich ist, da dieser Mörtel erst trocken sein muß, ehe man die Sandauffüllung einbringt.

h) **Zwischendecke aus Hourdis.** Abb. 166 bis 168 zeigen eine Verbesserung dieser Konstruktion, indem die auf die Latten gelegten Steine den Zwischenraum von Latte zu Latte in einer Steinbreite abdecken. Diese Steine heißen Hourdis, sind leichte Hohlsteine von 0,6 bis 0,8 m Länge und ermöglichen eine sehr rasche Ausführung der Decke. Die Untersicht kann verputzt sein, oder es können auch, wie in der Abbildung die Balken sichtbar bleiben, was bei Ställen und anderen untergeordneteren Räumen der Fall ist. Halbmassive Decken könnte man die Konstruktionen der Abb. 162 bis 168 nennen, da nur die Balken aus Holz sind.

Abb. 166 bis 168. Zwischendecke aus Hourdis.

Abb. 166. Längsschnitt. Abb. 167. Querschnitt.

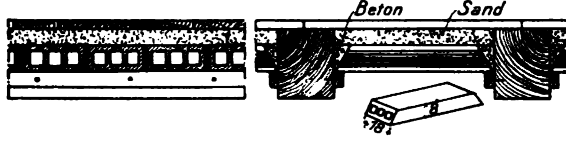
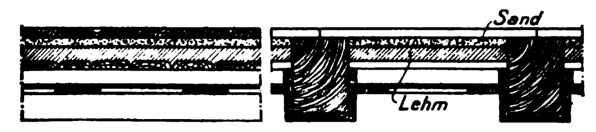


Abb. 168. Hohlsteine, Hourdis.

i) **Sichtbare Balkendecke.** Eine Konstruktion, die sehr schön wirkt, ist in den Abb. 169 u. 170 als eine sichtbare Balkendecke dargestellt. Diese ist eine gewöhnliche Einschubdecke, die mehr oder weniger hoch über der Unterkante der Balken liegt, je nachdem man die zwischen den Balken liegenden Felder mehr oder weniger tief haben will. Die Balken können in einfacheren Fällen nur gehobelt, sonst wie in Abb. 170 an den sichtbaren Flächen verschalt sein, was mit Tannen- oder Eichenholz geschehen kann. Die Felder zwischen den Balken werden durch gestemmte Tafeln ausgefüllt. Diese Decke ist jedoch sehr feuergefährlich und durchhörig.

Abb. 169 u. 170. Sichtbare Balkendecke.

Abb. 169. Längsschnitt. Abb. 170. Querschnitt.



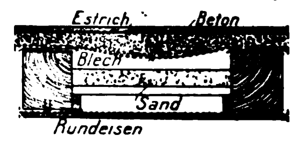
k) **Feuersichere sichtbare Balkendecke.** Will man daher feuersichere und wasserdichte sichtbare Balkendecken haben, so sind die Balken wie in Abb. 172 durch ein

Abb. 171 u. 172. Feuersichere sichtbare Balkendecke.

Abb. 171. Längsschnitt. Abb. 172. Querschnitt.



Abb. 173. Blechabdeckung der Balken.



Rabitzgewebe feuersicher zu ummanteln. Dabei wird das Tonziegelgewebe in einem Abstand um die Balken gezogen, den man durch aufnageln von Latten auf die Balken

herstellt. Die letzteren sind ihrer ganzen Länge nach mit einem Blech abgedeckt (s. auch Abb. 173), das die Feuchtigkeit von den Balken abhalten soll, die besonders bei der Konstruktion nach Abb. 173 zu erwarten ist, da diese bei Küchen, Badezimmern oder im Freien als Abdeckung eines Erkervorsprungs u. dgl. angewendet wird, wenn Eisenträger bei der Ausführung aus irgendwelchen Gründen ausgeschlossen waren.

§ 7. Die Fußböden aus Holz. Die Fußbodenbretter, die quer über die Balken genagelt werden, ermöglichen erst die bequeme Begehbarkeit eines Raumes, die bis zu der Verlegung des Fußbodens zum mindesten sehr erschwert ist, wenn nicht ein sog. Blindfußboden, das ist ein aus rauhen Brettern bestehender, 2 bis 2,5 cm starker Boden, auf den später der eigentliche Fußboden zu liegen kommt, auf die Balken genagelt ist.

Die einzelnen Bretter oder Riemen dürfen nicht breit sein, höchstens 16 cm. Die zu Bauzwecken verwendeten Bretter sind eine Handelsware und werden in bestimmten Stärken, von 5 zu 5 mm abgestuft, also 20, 25, 30, 35, 40 und 50 mm stark und zwar rauh, d. h. ungehobelt geliefert. Beim hobeln verlieren diese Bretter an Stärke, so daß z. B. ein aus 30 mm starken Brettern hergestellter, einseitig gehobelter Fußboden fertig gehobelt nur noch 28 mm stark ist. Ein Brett von 25 mm Stärke, das auf beiden Seiten gehobelt werden soll, ist daher fertig gehobelt nur noch 20 mm stark, ein Umstand, der sehr zu beachten ist. Je schmaler die einzelnen Riemen sind, desto dichter wird der Boden am Stoß der Bretter bleiben, da ein schmales Brett weniger schwindet d. h. eintrocknet als ein breites.

Die Bodenbretter müssen vor ihrer Verlegung vollständig lufttrocken sein und zu diesem Zwecke 1 bis 2 Jahre in trockenen zugigen Schuppen fortwährendem Luftzug ausgesetzt gewesen sein. War das Holz nicht trocken genug, so trocknet es nach der Verlegung und es entstehen dann klaffende Fugen am Stoß. Um die Trockenzeit der Bretter abzukürzen setzt man diese wohl auch einige Tage in einen zu diesem Zwecke besonders eingerichteten Trockenofen, wobei aber wieder zu beachten ist, daß die Bretter nicht zu sehr austrocknen, weil diese dann später nach der Verwendung wieder Feuchtigkeit aus der Luft aufnehmen, was bei nicht ganz trockenen Neubauten leicht vorkommen kann, und die Bretter dann quellen.

Die Bretter sind auf jedem Balken mit zwei Nägeln zu befestigen, deren Köpfe tief ins Brett versenkt werden, dabei sind die Riemen stark gegeneinander zu pressen und an den Fugen entweder stumpf zu stoßen (s. Abb. 174), oder wie die späteren Abb. 175 bis 181 erläutern, miteinander zu verbinden.

An den Wänden, die der Längsrichtung der Bretter entlang laufen, muß zwischen diesen und dem anstoßenden Fußboden immer ein Zwischenraum von mindestens 5 cm sein, damit der Fußboden Platz zum arbeiten hat, d. h. sich ausdehnen kann, wenn er quillt. An den Wandseiten, die quer zu den Brettern laufen, also an den Hirnseiten der Bretter, braucht der Zwischenraum nicht so groß zu sein; hier genügen 2 cm, weil das Holz in seiner Längsrichtung nur wenig arbeitet.

Ist der Boden fertig verlegt, so wird er abgezogen, d. h. abgehobelt, weil immer am Stoß der einzelnen Bretter Unebenheiten dadurch entstehen, daß ein Brett etwas dicker, in der Praxis sagt man stärker, als das andere ist. Um einem zu raschen Abnützen des Bodens vorzubeugen, müssen die Bretter so geschnitten sein, daß die Jahresringe des Holzes senkrecht zur Oberfläche der Bretter stehen. Man nennt einen solchen Boden einen Boden mit aufrecht stehenden Jahren. Die Holzsorten die zu Fußböden benutzt werden, sind Tannen-, Buchen- und Eichenholz. Ein Holz, das seiner vorzüglichen Eigenschaften wegen heute sehr viel verwendet wird, ist das amerikanische Kiefernholz Pitch-Pine, weil dieses sehr hart und harzreich ist, welch letzterer Umstand ein Quellen des Holzes nicht so leicht eintreten läßt.

a) **Der stumpfe Stoß** in Abb. 194 wird nur bei ganz gewöhnlichen Böden benutzt, weil er bei sich bildenden Fugen oder Schwindrissen den trockenen Sand als Staub emporwirbeln läßt, besonders dann, wenn die Bretter nicht fest genug aufgenagelt sind und federn.

Abb. 174. Stumpfer Stoß.



b) **Gefalzter Fußboden.** Deshalb ist der in den Abb. 175 u. 176 dargestellte Bretterstoß entschieden vorzuziehen. Diese Konstruktion heißt Falz oder gefalzter Fußboden.

Abb. 175 u. 176. Gefalzter Fußboden.



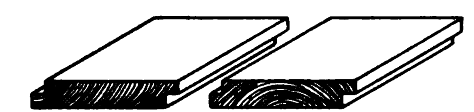
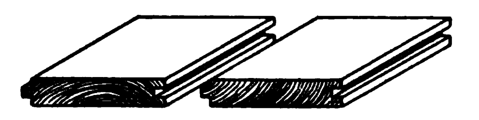


Abb. 177 u. 178. Fußboden mit Nut und Feder.





c) **Der Fußboden mit Nut und Feder** ist in den Abb. 177 u. 178 gezeichnet. Nut ist der vertiefte ausgearbeitete Teil am Riemen, Feder der vorstehende. Sowohl der Falzfußboden als auch der Boden mit Nut und Feder sind für das kleine Haus diejenigen Böden, die man dort zweckdienlicher Weise verwendet.

d) **Fußboden mit unsichtbarer Nagelung.** Will man die Nagelköpfe auf der Oberfläche des Bodens nicht sehen, so kann man die Bretter auch verdeckt nageln und verwendet dann zweckmäßig die in Abb. 179 dargestellte Konstruktion, bei welcher der Nagel in die untere längere Wandung der Nut geschlagen wird.

Abb. 179. Fußboden mit nicht sichtbaren Nägeln.

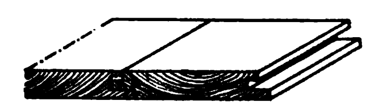
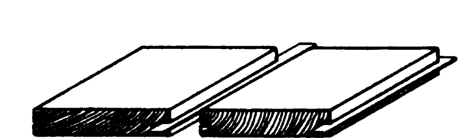


Abb. 180 u. 181. Gefederter Fußboden.



e) **Gefederter Fußboden.** Die Abb. 180 u. 181 zeigen den Fußboden mit Feder oder den gefederten Fußboden. Statt der starken, $\frac{1}{3}$ der Holzstärke betragenden Feder in Abb. 177 ist die Feder hier nur dünn, 4 bis 5 mm, und besteht aus kurzen, 3 bis 4 cm langen Eichenholzlättchen, die mit dem Hirnholz in die beiderseits in die Riemen gearbeiteten Nuten getrieben sind. Es kann auch, wie Abb. 181 zeigt, eine dünne, aus Eichenholz oder Eisen hergestellte Feder der Nut entlang eingeschoben werden. Die Feder aus Eisen ist natürlich besser aber teurer. Die gewöhnlich gewählte Stärke für einen Riemenfußboden ist, fertig gehobelt, 28 oder 33 mm.

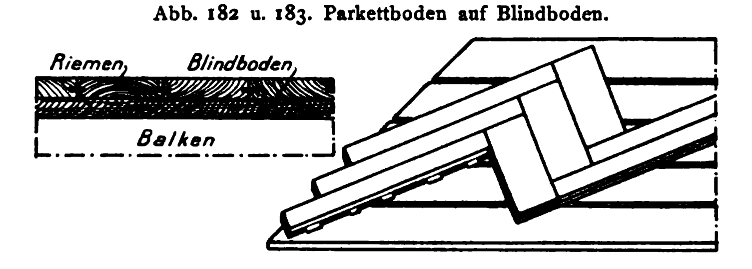
f) **Verlegung des Fußbodens auf massiven Decken.** Ist die Decke eine massive, sind Eisenträger verwendet oder ein Gewölbe hergestellt, so kann man im ersten Falle wie bei Holzbalken die Riemen quer über die Träger legen. Nur können sie nicht wie bei Holzbalken aufgenagelt werden, sondern müssen durch Winkel oder durch die dafür erhältlichen Befestigungseisen, welche die Riemen unter dem Flantsch des Trägers befestigen, mit diesem verbunden werden. Im zweiten Falle muß ein anderes Auflager für den Fußboden dadurch geschaffen werden, daß man dünne, 8/10 oder 10/12 cm

starke und Bodenrippen genannte Hölzer in die Sandfüllung über dem Gewölbe in wagerechter Ebene verlegt und darauf den Boden nagelt.

Solche Bodenrippen legt man auch der Längsrichtung nach auf die eisernen Träger und befestigt sie mit diesen durch Eisen, wodurch man eine bessere Verlegung bekommt, als wenn man die Riemen direkt auf die Träger legt. Die Abb. 119, S. 196 zeigt, wie im Erdgeschoß auf den Trägern Bodenrippen, auch Lagerhölzer genannt, liegen. Diese Bodenrippen können aus Tannen- oder besser aus Eichenholz sein. Im ersteren Falle müssen die Hölzer mit Karbolineum imprägniert sein, damit sie etwaiger Feuchtigkeit besser widerstehen können; auch muß sog. Kreuzholz dazu verwendet werden.

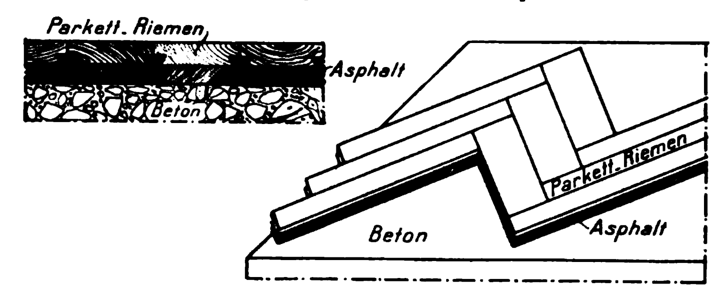
g) Parkettboden auf Blindboden. Ein viel verwendeter feiner aber teurer Boden ist der Eichenparkett-Fußboden. Er besteht aus 8—10 cm breiten und 40—55 cm langen, gewöhnlich 24 mm starken Riemchen, die, durch Holz- oder Eisenfedern miteinander verbunden, auf einem Blindboden liegen und auf diesen in den Nuten verdeckt genagelt sind (Abb. 182 und 183). Die Riemchen laufen nicht wie beim gewöhnlichen Riemenfußboden quer zu den Balken, sondern zu diesen unter einem Winkel von 45° derart, daß die einzelnen Riemchen wechselweise ineinander greifen (Abb. 183). Der Blindboden selbst ist nicht dicht verlegt, sondern mit einer Fuge von etwa 2 cm zwischen den einzelnen Brettern.

Abb. 182 u. 183. Parkettboden auf Blindboden.



h) Parkettboden in Asphalt. Soll auf eine massive Decke ein Parkettboden verlegt werden, so kann man dies nur dadurch erreichen, daß man die einzelnen Riemchen mit konischen Nuten an dem Fugenstoß versieht und sie in Asphalt verlegt, der in einer Stärke von 2,5—3 cm aufgetragen wird und in den man die Riemchen fest eindrückt, so daß der Asphalt in die Nuten eindringt, dort erhärtet und die Riemchen festhält (Abb. 184 u. 185).

Abb. 184 u. 185. Parkettboden in Asphalt.



§ 8. Böden aus künstlichem Material. Alle Holzböden weisen, wie die besprochenen Konstruktionen zeigen, viele Fugen auf, durch die der Staub des Auffüllmaterials aufwirbeln kann und in die sich Bazillen aller Art, auch Ungeziefer einnisten können. Diese Böden können deshalb weitgehenden hygienischen Ansprüchen nicht genügen, und man versuchte daher, diesem Übelstand dort, wo er als solcher schwer empfunden werden mußte, wie z. B. in öffentlichen Gebäuden, Schulen, Läden und vor allem Krankenhäusern usw. dadurch abzuhelfen, daß man ein künstliches Material herstellte, das es ermöglichte, entweder die Fugen auf eine geringe Zahl zu beschränken, oder, was natürlich das beste ist, sie ganz zu vermeiden.

a) Der Steinholz-Fußboden. Ein Boden der weniger und dichtere Fugen als ein Holzboden hat, ist der Steinholz- oder Xylolith-Fußboden, der aus 99,5 cm im

Quadrat großen Platten besteht, deren Herstellung ein Fabrikgeheimnis ist. Der Hauptbestandteil bis zu 50 % ist Holzstoff. Diese Platten von 14 mm Stärke werden in ein 6 mm dickes Mörtelbett verlegt und auf, 49,7 cm von Mitte zu Mitte voneinander entfernt liegenden Lagerhölzern, also dreimal auf die Plattenbreite, mit versenkten Schrauben, deren Köpfe man verkittet, aufgeschraubt. Die dünne Fuge wird durch die Mörtelmasse gedichtet. Bei einer Betondecke betoniert man die Lagerhölzer zweckmäßig ein, so daß der Boden dann mit dem Untergrund der Decke fest verbunden ist. Bei einer Balkendecke verlegt bzw. verschraubt man die Platten auf einem Blindboden. Auch kann der Belag auf alten ausgetretenen Böden oder Treppen vorteilhafterweise angebracht werden. Man hat auch schon Platten in Größen von 24,5/24,5 cm wie Steinzeugfußböden auf Beton- usw. Untergrund ohne Verschraubung verlegt. Diese Böden sollen härter als Eichenholzböden sein.

Eine andere Art von Böden, die keinerlei bzw. nur eine oder je nach der Raumbreite 2 bis 4 durch die Länge des Raumes hindurchgehende Fugen haben, ist der fugenlose Fußboden, der unter verschiedenen Namen in der Praxis weitgehende Verwendung findet, besonders für Schulen, Krankenhäuser, Fabriken, Wirtschaften, überhaupt da, wo ein starker Verkehr stattfindet, sowie der Linoleum-Fußboden.

b) Der fugenlose Fußboden, der sich für Wohnhäuser noch nicht einführen konnte, besteht aus einer Reihe Zellulosearten und Asbest, die durch verschiedene Chemikalien miteinander derart verbunden sind, daß die Mischung wie feuchte Gartenerde sich anfühlt. Diese Masse wird entweder auf einen Betonuntergrund mit Rauhstrich in Stärke von 1 bis 2 cm, oder auf einen Blindboden oder ausgetretenen Holzfußboden eben fest gestampft, geglättet und erhärtet in 2 bis 3 Tagen. Diese Böden sind feuersicher, bis zu einem gewissen Grade wasserdicht, säurefest und fußwarm. Legt man auf letztere Eigenschaft besonderen Wert, so bringt man auf den Zementrauhstrich usw. erst einen 2 bis 2,5 cm starken Rauhstrich der Fußbodenmasse und darüber einen feineren Überzug von 10 bis 15 mm. Der Vorteil dieser Böden ist der, daß sie keinerlei Fugen besitzen und als Bodenbelag den weitgehendsten Ansprüchen in bezug auf Hygiene gerecht werden. Die Böden werden in verschiedenen Farben eintönig oder granitartig hergestellt.

c) Der Linoleum-Fußboden. Einer großen Beliebtheit erfreut sich das Linoleum, das in 1,5 bis 2,0 m breiten und beliebig langen Rollen und in Stärken von 3 bis 15 mm geliefert wird. Die Farbenskala ist eine unbeschränkte, und wird Linoleum einfarbig, oder mit aufgedrucktem Muster, oder, was weit besser ist, mit einem durch die ganze Dicke des Linoleums reichenden Muster hergestellt. Dieses tritt sich, wenn durchgehend, nie ab. Linoleum wird, wenn es eben liegen bleiben soll, immer auf seinen Untergrund durch ein von den Fabriken hergestelltes Bindemittel oder auch nur durch besonders stark gekochten Kleister aufgeklebt, dem Terpentin zugesetzt ist.

Der Untergrund kann Zement- oder Gipsestrich oder fugenlose Fußbodenmasse, oder auch ein gehobelter dicht verlegter Blindboden sein. Soll auf einen alten ausgetretenen Fußboden Linoleum verlegt werden, so müssen dessen Unebenheiten erst durch abhobeln, oder einen Gipsestrich ausgeglichen werden. Oft können Unebenheiten durch unterlegen von Filzpapier unter das Linoleum ausgeglichen werden. Für sehr starken Verkehr ist Linoleum nicht geeignet, weil es dann bald abgetreten wird. Aber für Wohnräume bildet es einen schönen fußwarmen, auch bei größerer Stärke schalldämpfenden angenehmen Fußboden.

§ 9. Der liegende Stuhl. In § 5 wurde der stehende Stuhl eingehend besprochen und an einem kleinen Gebäude auch alle anderen Holzkonstruktionen; es bliebe daher jetzt noch der liegende Stuhl zu besprechen. Mit Absicht wurde zwischen der

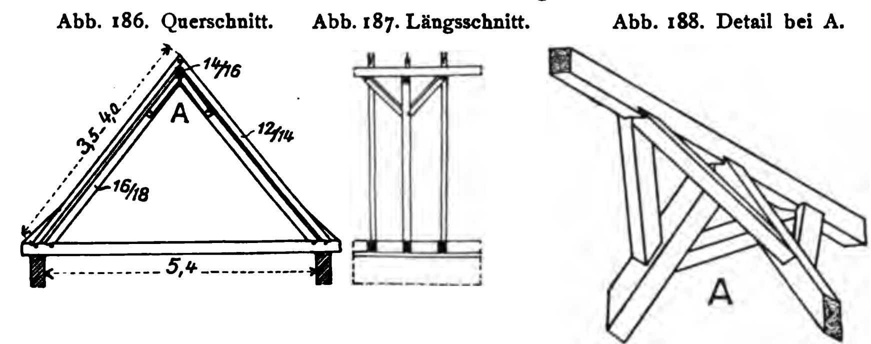
Erörterung des stehenden Stuhles und derjenigen des liegenden eine räumliche Trennung eintreten gelassen, um den Unterschied beider Konstruktionen und ihrer Verwendung um so deutlicher hervorzuheben.

Beim stehenden Stuhl ist es, wie wir sahen, notwendig, daß der Binderbalken, auf dem der Stuhl steht, seiner ganzen Länge nach auf einer Mauer aufliegt. Wie aber, wenn dies nicht möglich, wenn für den Binderbalken keine derartige Unterstützung vorhanden ist, wie dies vorkommt, wenn ein größerer Raum von z. B. 8,0 m Länge und 6,0 m Breite mit einem Dach versehen werden soll? Da die Pfetten auf die Länge von 8,0 m einmal unterstützt werden müssen, so säße der die Pfetten unterstützende Stuhl im Hohlen, da ja keine Wand vorhanden ist. Die Pfosten des stehenden Stuhles würden daher den Binderbalken durchbiegen und bei großer Länge desselben ihn durchbrechen. Also dürfen in diesem Fall die Pfetten nicht durch einen stehenden, sondern nur durch einen sog. liegenden Stuhl, wie ihn die Abb. 186 u. 189 zeigen, unterstützt werden.

a) Einfacher liegender Stuhl. Abb. 186 zeigt einen liegenden Stuhl über geringer Spannweite von 5,4 m. Die Sparren werden bei diesem Stuhl kurz und bedürfen nur

Abb. 186 bis 188. Einfacher liegender Stuhl.

Abb. 186. Querschnitt. Abb. 187. Längsschnitt. Abb. 188. Detail bei A.



einer Firstpfette, die durch zwei in derselben Neigung wie die Sparren liegende Streben unterstützt ist. Die letzteren sitzen am Fuß in dem Binderbalken und übertragen auf diesen die von der Firstpfette aufgenommene Last.

Die in der Strebenrichtung auf den Binderbalken auftreffende Last zerlegt sich in zwei Kräfte, von denen die eine senkrecht nach unten wirkt und durch die Umfassungswand als senkrechte Last aufgenommen wird. Die andere wirkt wagerecht als Schub und wird von den Streben durch die Versatzung (s. Abb. 67 u. 68, S. 189) auf den Binderbalken übertragen, der dadurch auf Zug beansprucht wird. Die Verbindung der Streben mit der Pfette geschieht durch Klauen (s. Abb. 74 bis 81, S. 190), der Längsverband durch Büge, die jetzt in der Ebene der Streben sitzen. Die Abb. 188 zeigt die Längsverstrebung, sowie die Aufklauung der Firstpfette.

b) Liegender Stuhl mit größerer Spannweite. Der in den Abb. 189 bis 192 dargestellte Stuhl ist ein liegender Stuhl mit einer größeren Spannweite. Zur Unterstützung der Sparren sind hier zwei Mittelpfetten notwendig, die durch Streben unterstützt werden. Zwei Zangen fassen diese Streben und versteifen sie, damit sie durch die Pfettenlast nicht eingeschlagen werden.

Die Firstpfette sitzt auf einem Pfosten, der durch die Streben gehalten wird und Hängepfosten heißt; er gibt keine senkrechte Last auf die Zangen ab, diese sind vielmehr an ihn aufgehängt. Die Mittelpfetten erhalten wieder eine Längsverstrebung durch in geneigter Ebene liegende Büge (s. Abb. 191), die auf den Streben sitzen. Die Streben der liegenden Stühle sind viel stärker als bei den stehenden, und muß ihre Holzstärke durch statische Berechnung ermittelt werden.

Der Stuhl der Abb. 189 ist, wie der Längsschnitt zeigt, ein **unausgebauter**. Er kann aber leicht dadurch in einen ausgebauten verwandelt werden, daß man auf die Pfetten ein **Kehlgebälk** legt, das als Decke dient. In Abb. 192 ist der vordere

Abb. 189 bis 192. Liegender Stuhl mit größerer Spannweite. M. 1 : 150.

Abb. 189. Querschnitt. Abb. 190. Längsschnitt.

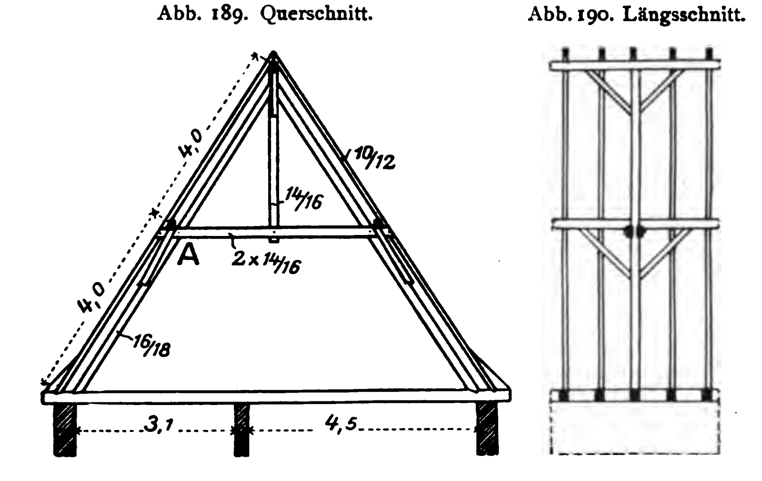



Abb. 191. Detail bei *A*.

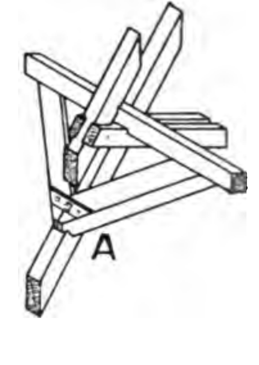
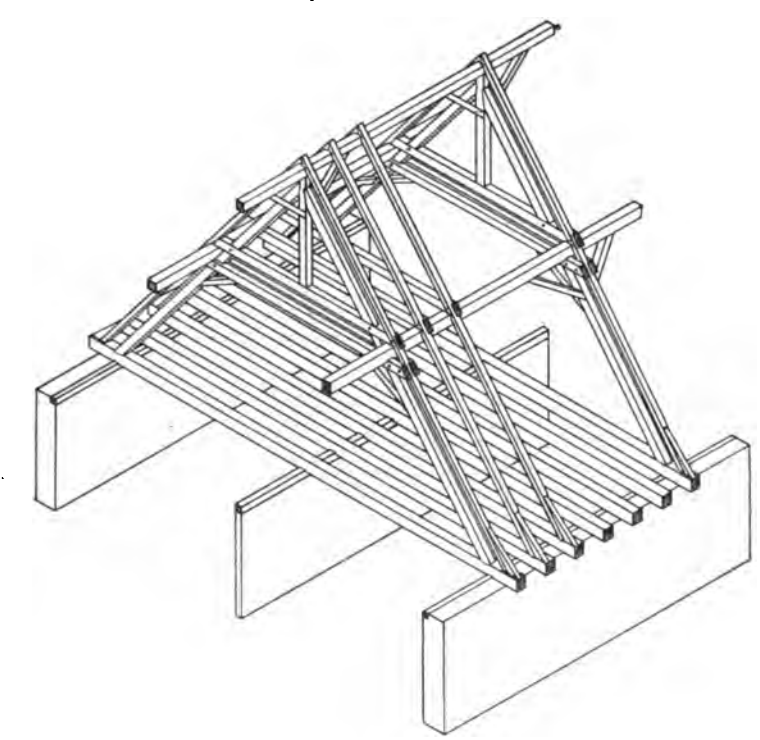


Abb. 192. Isometrische Ansicht.



Binder als Teil eines ausgebauten, der hintere als Teil eines unausgebauten Stuhles gezeichnet. Beim ersteren fällt wieder die Längsverstrebung unter den Pfetten fort.

Zu Anfang des § 4 wurde darauf hingewiesen, daß zwei Gruppen von Stühlen, die stehenden und liegenden, zu unterscheiden seien und daß später auf einen weiteren Konstruktionsunterschied bei diesen beiden Gruppen hingewiesen werde. Sowohl beim stehenden als auch beim liegenden Stuhl wurden bei den seither betrachteten Beispielen

die Sparren immer durch Pfetten unterstützt, weshalb diese Stühle, genauer ausgedrückt, stehende Pfettendachstühle und liegende Pfetţendachstühle heißen. Beide können ausgebaut oder unausgebaut sein; in den Abb. 193 u. 194 ist ein stehender unausgebauter Pfettendachstuhl dargestellt.

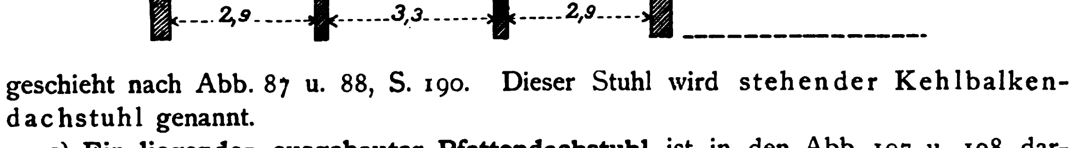
Der Dachstuhl der Abb. 195 sieht etwas anders aus; er ist zwar auch ein stehender Stuhl, aber die Sparren sind nicht durch die Pfetten unterstützt, so daß er kein Pfettendachstuhl ist. Die Sparren sind vielmehr bei diesem Stuhl durch Kehlbalken unterstützt, von denen jeder ein Sparrenpaar trägt; die Verbindung beider

Abb. 193 u. 194. Stehender Pfettendachstuhl. M. 1 : 150.

Abb. 193. Querschnitt. Abb. 194. Längsschnitt.

Abb. 195 u. 196. Stehender Kehlbalkendachstuhl. M. 1 : 150.

Abb. 195. Querschnitt. Abb. 196. Längsschnitt.



geschieht nach Abb. 87 u. 88, S. 190. Dieser Stuhl wird stehender Kehlbalkendachstuhl genannt.

c) **Ein liegender ausgebauter Pfettendachstuhl** ist in den Abb. 197 u. 198 dargestellt.

d) **Liegender ausgebauter Kehlbalkendachstuhl.** In den Abb. 199 u. 200 sind die Sparren wieder durch Kehlbalken unterstützt, weshalb dieser Dachstuhl ein liegender Kehlbalkendachstuhl heißt. Kehlbalkendachstühle wird man nur als ausgebaute herstellen, da sie einem unausgebauten Pfettenstuhl gegenüber mehr Holz benötigen, weil man bei diesem die Kehlbalken spart. Kehlbalkenstühle werden nur noch selten, ja kaum mehr angewendet, weil sie auch mehr Arbeit als Pfettenstühle erfordern, die

Verbindung der Kehlbalken mit den Sparren eine zeitraubende und schwierige ist und überdies sehr sorgfältig hergestellt werden muß. Überhaupt machen unsere heutigen Zimmerleute Holzverbindungen sehr ungern und ersetzen diese, wo es geht, lieber durch Verschraubung, also mit Hilfe von Eisen.

Abb. 197 u. 198. Liegender Pfettendachstuhl. M. 1 : 150.
Abb. 197. Querschnitt. Abb. 198. Längsschnitt.

Abb. 199 u. 200. Liegender Kehlbalkendachstuhl. M. 1 : 150.
Abb. 199. Querschnitt. Abb. 200. Längsschnitt.

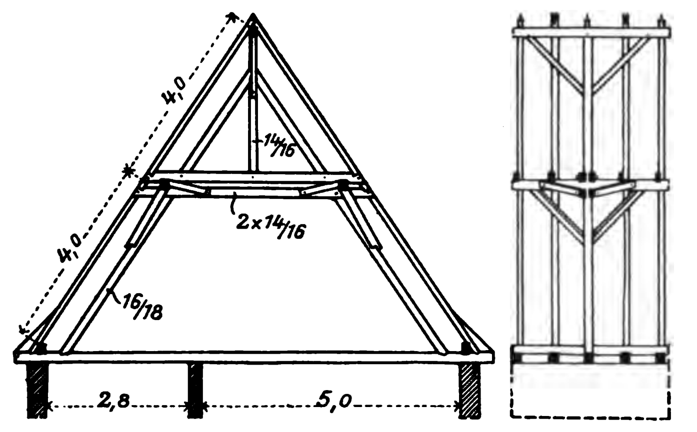
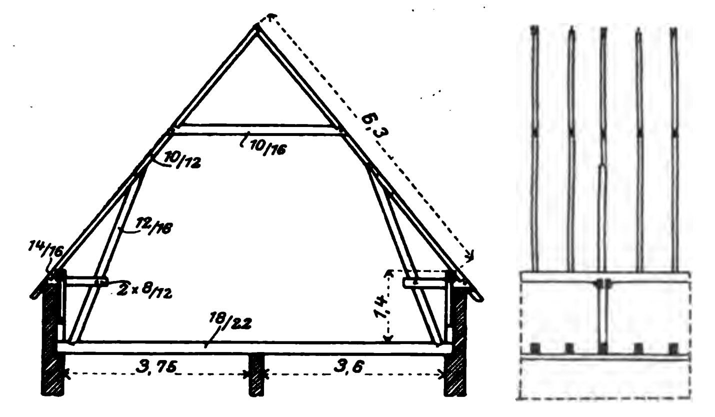


Abb. 201 u. 202. Liegender Kehlbalkenstuhl mit Kniestock. M. 1 : 150.
Abb. 201. Querschnitt. Abb. 202. Längsschnitt.



§ 10. Dachstühle mit Kniestock.

a) **Liegender Kehlbalkenstuhl mit Kniestock.** Um den Dachraum unter einem Satteldach zu Wohnzwecken besser ausnützen zu können, legt man die Traufe nicht, wie dies bei den bisher betrachteten Dachstühlen geschehen, auf Gebälkhöhe, sondern höher und führt eine Wand von 0,8—1,5 oft bis 2,0 m Höhe zwischen dem Gebälk und der Traufe auf. Diese Wand trägt eine Fußpfette, Kniewandpfette genannt, auf der die Sparren aufgesattelt sind (s. Abb. 201) und heißt Kniewand oder Trempelwand. Diese Wand kann aus Fachwerk bestehen oder massiv sein; aber auch bei einer massiven Kniewand ruht die Kniewandpfette immer auf 1,5—2,0 m voneinanderstehenden Kniewandpfosten, die eingemauert sind, also nicht über die innere Flucht der Kniewand vorstehen. Durch den Schub, den die Sparren auf die Kniewand bzw. die Pfette ausüben, würde diese unbedingt hinausgedrückt werden, weshalb sie durch Zangen mit der Strebe zu verbinden ist. In Abb. 201 sind die Streben für den Verband des Satteldaches gar nicht notwendig und nur angeordnet worden, um die Kniewand daran versteifen zu können. Letztere ist durch Doppelzangen, welche die Strebe zu beiden Seiten fassen und mit ihr überblattet sind, mit der Strebe verbunden.

b) Stehender Stuhl mit Kniestock. Die Abb. 203 bis 205 zeigen einen stehenden Stuhl mit Kniewand, bei dem die Zangen mit den Pfosten — nicht mit den Streben, das wäre hier falsch — verbunden sind und dadurch die Kniewand sicher halten. In

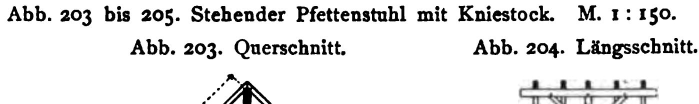


Abb. 203 bis 205. Stehender Pfettenstuhl mit Kniestock. M. 1 : 150.

Abb. 203. Querschnitt. Abb. 204. Längsschnitt.

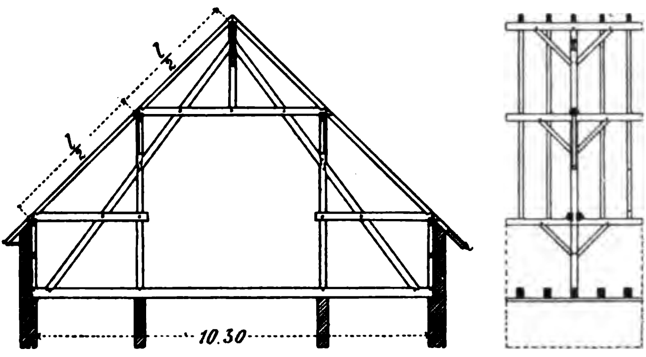
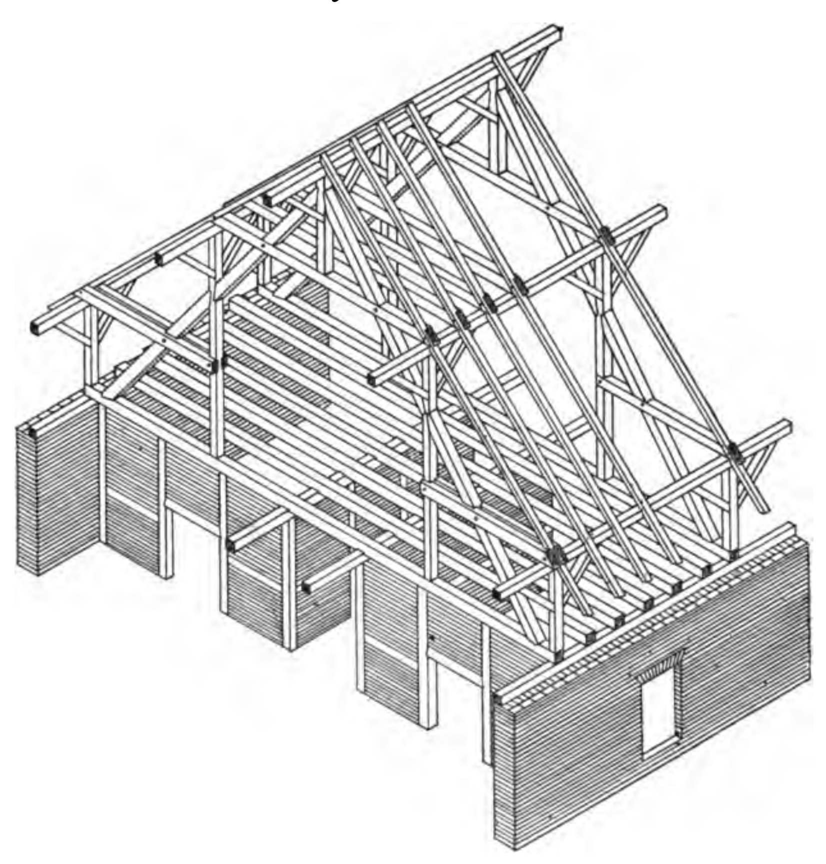


Abb. 205. Isometrische Ansicht.



der isometrischen Ansicht dieses Stuhles (Abb. 205) ist der eine Binder mit zwei Doppelzangen, der andere nur mit einer einfachen Zange versehen; das letztere geschieht, weil bei einem ausgebauten Stuhl die Doppelzangen über die Wand herausstehen würden, während die einfache Zange mit der Wand bündig sitzt.

c) **Liegender Pfettenstuhl mit Kniestock.** Abb. 206 zeigt einen unausgebauten liegenden Pfettenstuhl mit Kniestock. Würde die Mittelpfette auf die Strebe aufgesattelt sein, so müßten die Sparren durch Kehlbalken unterstützt werden, so daß ein liegender Kehlbalkendachstuhl mit Kniestock entstehen würde. Da aber die Pfette nicht auf der

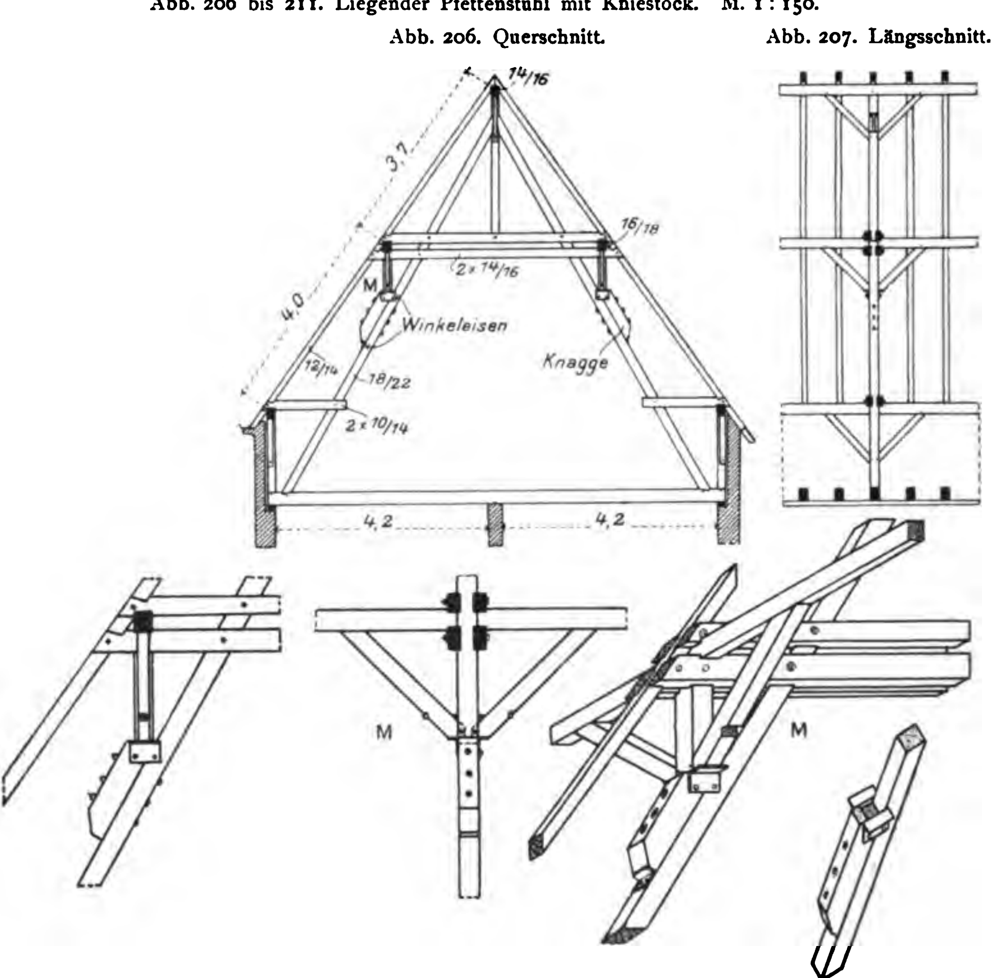


Abb. 206 bis 211. Liegender Pfettenstuhl mit Kniestock. M. 1 : 150.

Abb. 206. Querschnitt. Abb. 207. Längsschnitt.

Abb. 208 bis 211. Detail bei *M.*

Strebe sitzt, sondern unter den Sparren liegt, so muß sie durch einen kleinen senkrechten Pfosten, der auf der Strebe steht, unterstützt werden. Um nun keine Schwächung der Strebe durch ein Zapfenloch hervorzurufen, sitzt der Pfosten, der auch die Längsverstrebung durch die Büge aufnimmt, auf einem Sattelholz, das **Knagge** genannt wird. Siehe das isometrische Detail *M.*

§ 11. Hängewerke. Aufhängen der nicht unterstützten Dachbalkenlage an den Dachbinder von Satteldächern. Bei allen bisher betrachteten Dachstühlen war das Dachgebälk durch die Zwischenwände der darunter liegenden Räume unterstützt. Ist jedoch ein Raum von größerer Spannweite, als es die freitragende Länge der Balken gestattet, zu überdecken, und kann die Balkenlage nicht anderweitig, z. B. durch senkrechte Pfosten unterstützt werden, was bei einem Saal ja ausgeschlossen ist, so muß man die Balkenlage an den Dachbinder aufhängen.

a) **Das einfache Hängewerk** (Abb. 212) besteht aus zwei starken Druckstreben und einer Hängesäule. Wird diese durch eine angehängte Last beansprucht, so erleidet sie Zug und gibt diese Zugspannung an die Streben als Druckspannung ab, die diese wiederum teilweise als Zugspannung und senkrechten Druck auf den Binderbalken abgeben. Die Balken können bei ihrer Stärke von 18/22 cm nicht 8,25 m freiliegen und müssen mindestens einmal in der Mitte unterstützt werden. Dies geschieht durch einen quer zur Balkenlage laufenden Unterzug, der an die Hängesäule mittels Flacheisen aufgehängt ist (s. Abb. 218). Dieser Unterzug kann auch, wenn er störend an der Decke empfunden werden sollte, über die Balken gelegt und diese an ihn durch Schraubenbolzen aufgehängt werden. Doch ist diese in Abb. 213 dargestellte Konstruktion nicht gerade gut zu nennen und auch schwer aufzuschlagen.

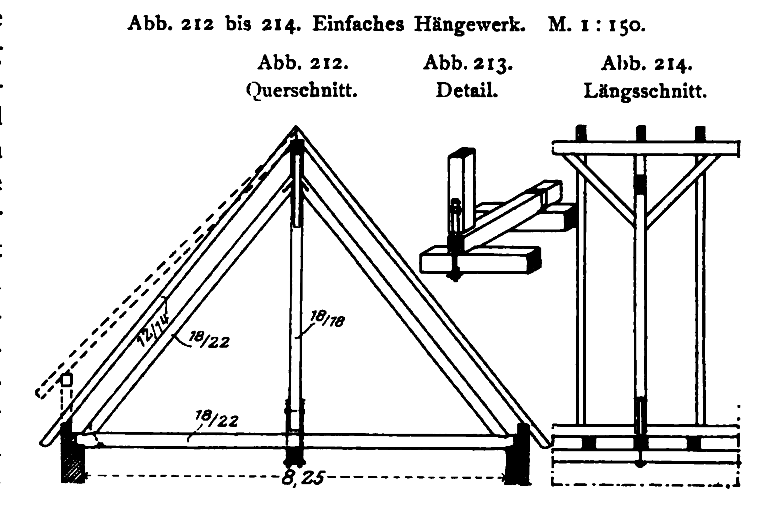


Abb. 212 bis 214. Einfaches Hängewerk. M. 1 : 150.
Abb. 212. Querschnitt. Abb. 213. Detail. Abb. 214. Längsschnitt.

b) **Das doppelte Hängewerk.** Wird die Spannweite der Deckenbalken größer, so daß sie bei ihrer Stärke mit einer Unterstützung nicht mehr ausreichen, so muß man deren zwei herstellen (Abb. 216 u. 219), wodurch doppelte Hängewerke entstehen. Diese haben zwei Hängesäulen, die miteinander durch einen Spannriegel verbunden sind, der wie die Streben Druckspannung auszuhalten hat. Die Stärke der einzelnen Hölzer muß berechnet werden, so daß bei jeder Veränderung der Spannweite andere Holzstärken notwendig werden. Die Hängesäulen tragen am Kopf noch die Mittelpfetten, während die Firstpfette auf einem einfachen Hängewerk ruht, das auf dem über den Mittelpfetten liegenden Spannriegel von 14/18 Stärke sitzt.

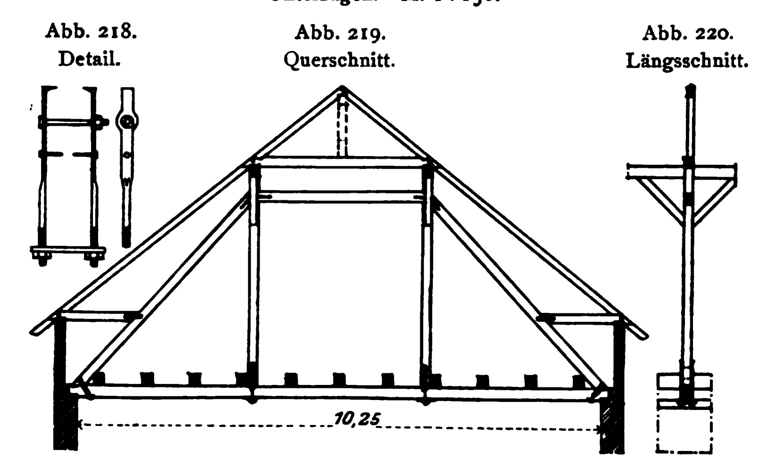
Abb. 215 bis 217. Doppeltes Hängewerk. M. 1 : 150.
Abb. 215. Detail. Abb. 216. Querschnitt. Abb. 217. Variante ohne Firstpfette.

Auf die Verbindung der Druckstreben und des Druckspannriegels von 20/24 Stärke mit den Hängesäulen ist ganz besondere Sorgfalt zu verwenden; desgleichen auf die Verbindung der Streben mit den Binderbalken, weil an diesen Verbindungsstellen sich Kräfte äußern, die durch sie übertragen bzw. aufgehoben werden müssen. Holzverbindungen allein genügen hier nicht, sondern müssen durch Eisenarmierung verstärkt werden. Siehe in Abb. 215 die Verbindung von Hängesäule mit Strebe und Spannriegel, sowie in Abb. 219 die Verbindung von Strebe mit Binderbalken.

c) Doppeltes Hängewerk mit quer zum Raum laufenden Unterzügen. Die Abb. 219 ist insofern von derjenigen 216 verschieden, als die Unterzüge hier nicht nach der Länge des Raumes, sondern quer zum Raum laufen, so daß die Deckenbalken mithin der Länge des Raumes nach liegen. Es läßt sich dadurch oft eine bessere Einteilung der Decke durch Felder usw. erzielen.

Abb. 218 bis 220. Doppeltes Hängewerk mit quer zum Raum laufenden Unterzügen. M. 1 : 150.

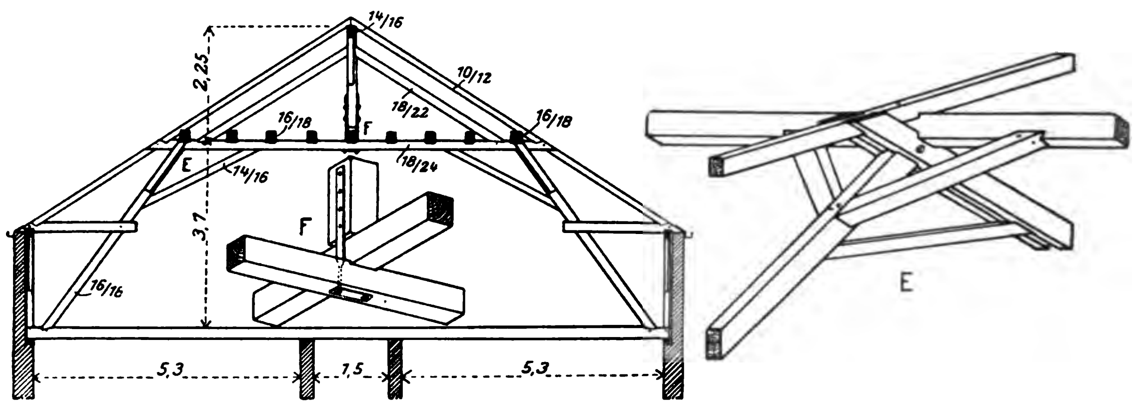
Abb. 218. Detail. Abb. 219. Querschnitt. Abb. 220. Längsschnitt.



d) Einfaches Hängewerk für ein Kehlgebälk. In Abb. 221 ist das einfache Hängewerk dazu verwendet, das Kehlgebälk eines liegenden Pfettenstuhles zu tragen, das nicht wie die Deckenbalken durch Zwischenwände unterstützt ist. Die Kehlbalken würden daher zu lang werden und müssen deshalb aufgehängt werden. Der Unterzug besteht hier aus zwei

Abb. 221 bis 223. Einfaches Hängewerk für ein Kehlgebälk eines liegenden Stuhles. M. 1 : 150.

Abb. 221 u. 222. Querschnitt u. Detail bei *F*. Abb. 223. Detail bei *E*.



Zangen, die mit der Strebe überblattet sind (Abb. 223). Wie Abb. 219 u. 221 zeigen, kann das mit einem Hängewerk versehene Satteldach auch einen Kniestock haben.

e) Dachstuhl mit zwei einfachen Hängewerken. In Abb. 224 sind die Deckenbalken zwar durch Zwischenwände unterstützt, aber sie liegen trotzdem noch über so großen Spannweiten frei, daß sie sich nicht selbst tragen könnten, weshalb sie an zwei einfache Hängewerke aufgehängt sind. Bei diesem Dachstuhl werden die Sparren, ihrer großen Länge wegen, zum erstenmal durch zwei Mittelpfetten unterstützt. Da die Strebe des Hängewerks über der 8,0 m freien Länge ins Hohle zu sitzen käme und den Balken durchbiegen würde, so wird dies dadurch verhindert, daß man den Balken verstärkt, indem man ein Sattelholz über die gefährdete Stelle legt, es fest mit dem Balken ver-

schraubt und darauf die Strebe setzt. Die Streben müssen immer entweder unmittelbar über der Außenwand, oder wie in Abb. 224 über einer Innenwand, oder doch nicht weit

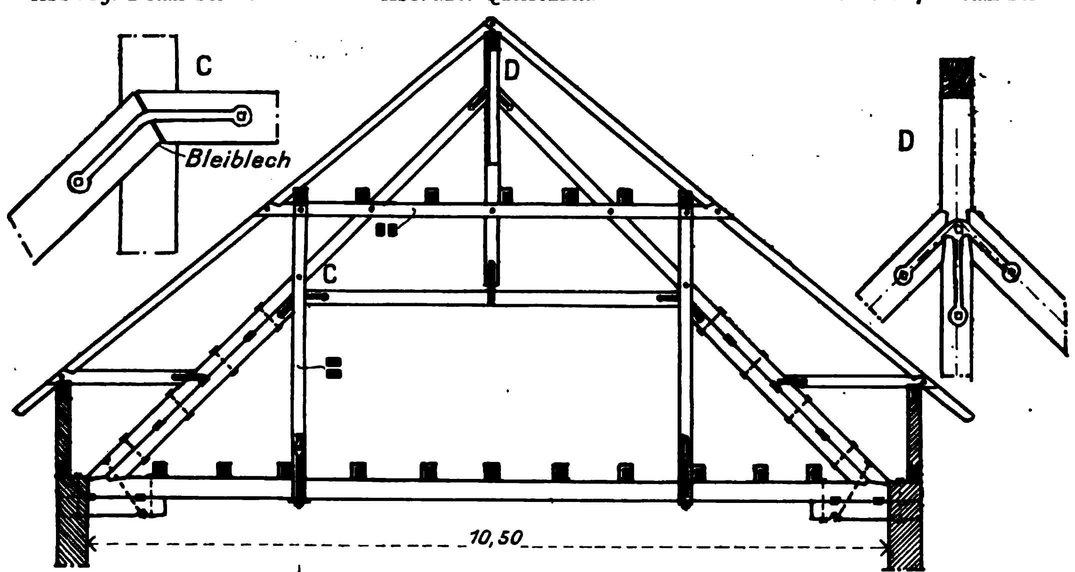
Abb. 224. Dachstuhl mit zwei einfachen Hängewerken. M. 1 : 150.

entfernt von einer Wand sitzen, damit der Binderbalken nicht von der Last der Strebe durchgebogen wird.

f) Dachstuhl mit einem einfachen und einem doppelten Hängewerk. Die Konstruktion der Abb. 226 vereinigt ein einfaches, die Firstpfette tragendes Hängewerk mit einem doppelten, das die Mittelpfetten und die Balkendecke trägt. Die jeweiligen Streben

Abb. 225 bis 227. Dachstuhl mit einem einfachen und einem doppelten Hängewerk. M. 1 : 100.

Abb 225. Detail bei *C*. Abb. 226. Querschnitt. Abb. 227. Detail bei *D*.



liegen unmittelbar aufeinander, sind miteinander verschraubt und verdübelt und tragen so gemeinsam die Lasten. Der Binderbalken ist zweckmäßig am Auflager durch ein mit ihm verschraubtes Sattelholz verstärkt. Die Hängesäulen dieses doppelten Hängewerks

bestehen aus je zwei Hölzern und sind mit den Streben und dem Spannriegel verblattet. Das Detail *C* (Abb. 225) zeigt die eine Hängesäule weggenommen, so daß die Verbindung von Strebe mit Spannriegel sichtbar wird. Da hier Hirnholz gegen Hirnholz stößt, so würden sich die Hölzer ineinanderdrücken, was durch Zwischenlegen einer Bleiplatte verhindert wird.

g) Dreifaches Hängewerk. Ein Beispiel eines dreifachen Hängewerks ist in den Abb. 228 bis 230 dargestellt. Bei diesem befinden sich in einem weitgesprengten einfachen Hängewerk zwei desgleichen von geringerer Spannweite. Die Hängsäulen unter den Mittelpfetten bestehen aus einem Holz, das bis unter den Spannriegel geht

Abb. 228 bis 230. Dreifaches Hängewerk. M. 1 : 135.

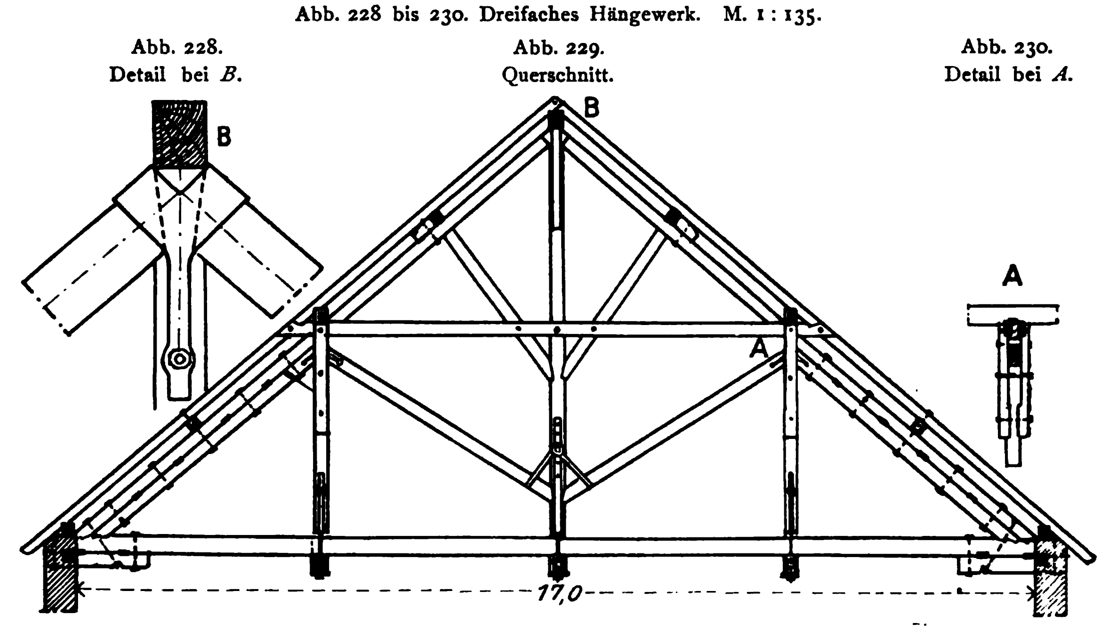


Abb. 228. Detail bei *B*. Abb. 229. Querschnitt. Abb. 230. Detail bei *A*.

und hier zu seiner Verstärkung und zur Festigung des Treffpunktes der beiden Streben durch zwei seitlich angeschraubte und verblattete Backen aus Eichenholz verstärkt ist (Abb. 230). So große Spannweiten wie in Abb. 229 werden aber heute fast ausschließlich mit Eisenkonstruktionen überdeckt, wobei Pfetten und Sparren in Holz bleiben können.

Abb. 231 u. 232. Binder für Remisen, Schuppen u. Feldscheunen. M. 1:200

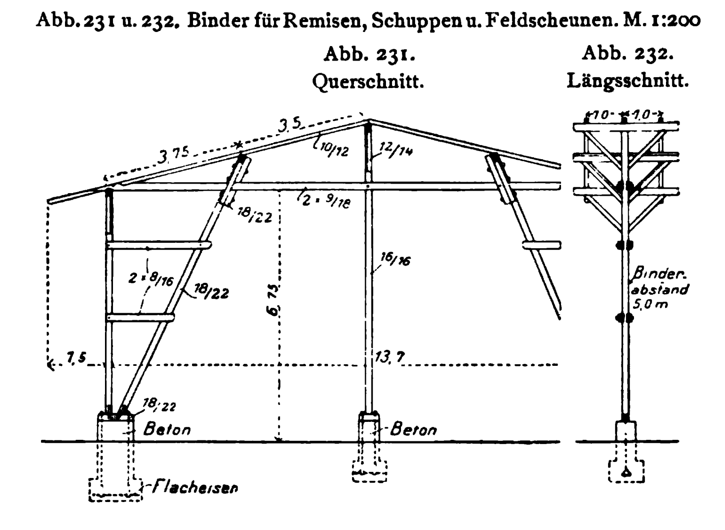


Abb. 231. Querschnitt. Abb. 232. Längsschnitt.

§ 12. Hallendächer ohne Deckenbalken.

Bei Remisen, Feldscheunen, Güterhallen, Turnhallen u. dgl. kann man eine wagerechte Decke entbehren, so daß die Sparren mit der Verschalung die Decke bilden. Die Binder sind dann sichtbar, und wird oft der Binderbalken durch eine Rundeisenstange, die den Zug aufnimmt, ersetzt.

a) Binder für Remisen, Schuppen und Feldscheunen. In den Abb. 231 bis 234 sind einfache Binder für Remisen,

Schuppen und Feldscheunen dargestellt. Die durch Abb. 233 vorgeführte Binderkonstruktion ist sehr vorteilhaft, da durch den Vorsprung des Daches eine große gedeckte

Abb. 233 u. 234. Vorteilhafte Binderkonstruktion zur Überdeckung einer großen Fläche. M. 1 : 200.

Abb. 233. Querschnitt. Abb. 234. Längsschnitt.

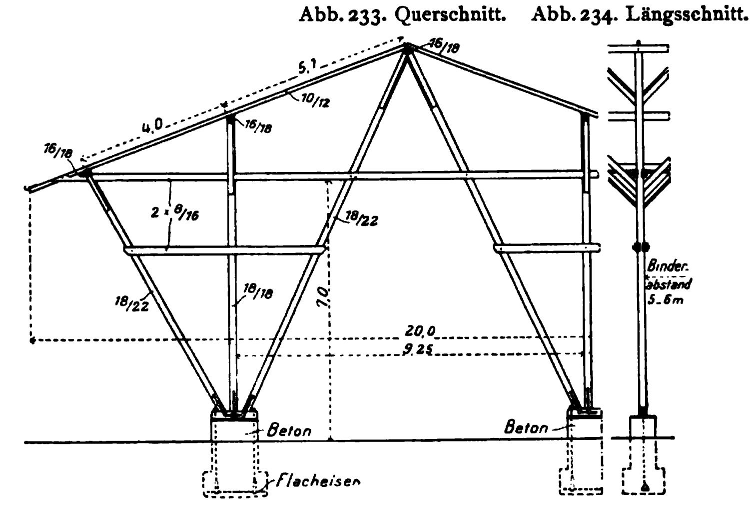
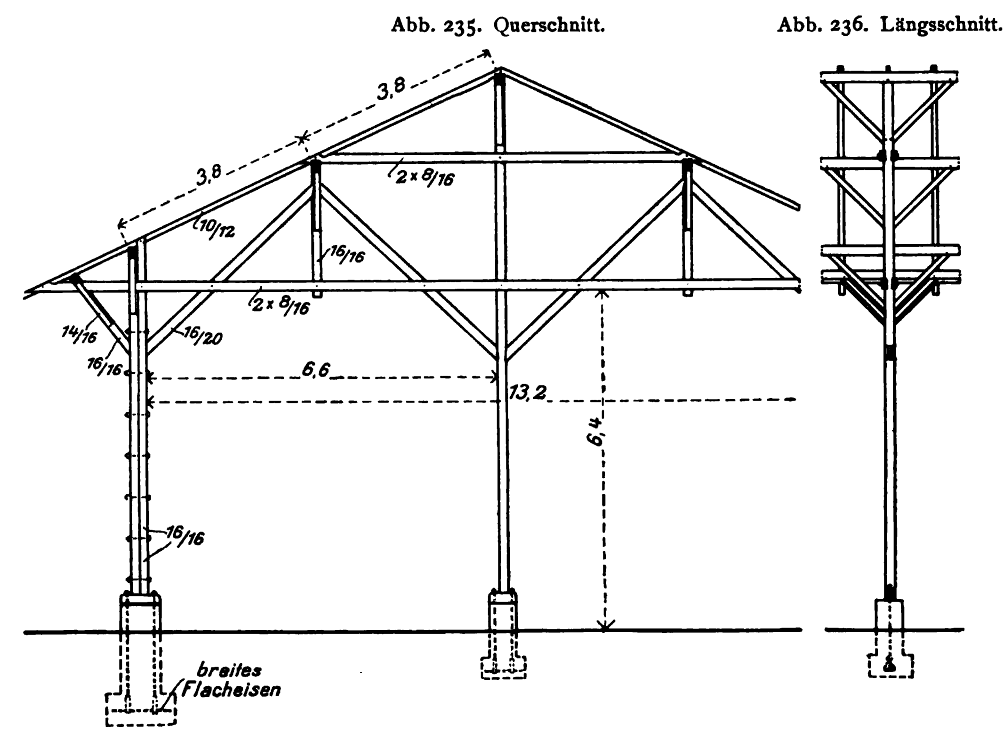


Abb. 235 u. 236. Binder für einen nicht durch Streben eingeschränkten Raum. M. 1 : 140.

Abb. 235. Querschnitt. Abb. 236. Längsschnitt.



Fläche von 20,0 m Breite mit wenig Holz gewonnen wird. Abb. 235 zeigt eine Verbesserung der Konstruktion der Abb. 231; die Spannweite ist annähernd gleich; die Benutzung des Raumes wird jedoch nicht durch Streben eingeschränkt. Allerdings ist mehr Holz erforderlich; aber die Halle oder der Schuppen ist auch sehr stabil.

b) Binder einer Fest- oder Turnhalle. Abb. 237 zeigt den Binder einer kleinen Fest- oder Turnhalle, deren Mittelraum von 8,0 m Breite zu beiden Seiten etwas erhöht liegende Galerien hat. Die Mittelpfetten sind durch Pfosten unterstützt und ein einfaches Hängewerk trägt das leichte Kehlgebälk. Die Sparren sind durch zwei Mittel-

Abb. 237 u. 238. Binder einer kleinen Fest- oder Turnhalle. M. 1 : 150.

Abb. 237. Querschnitt.

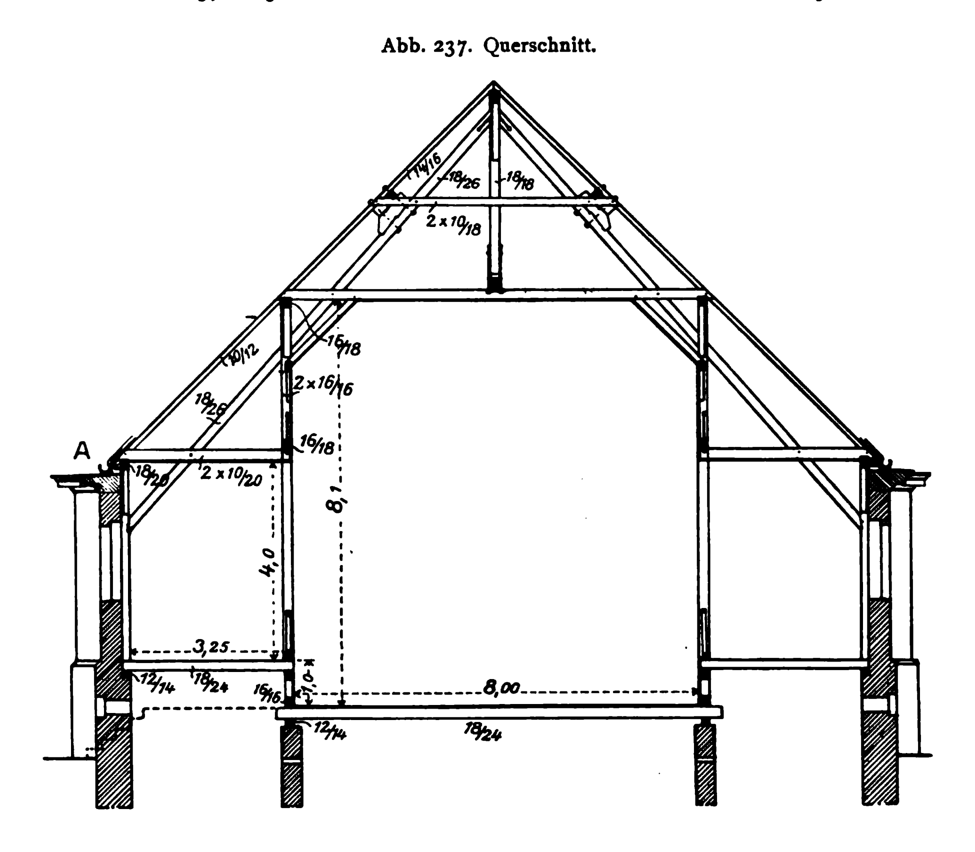
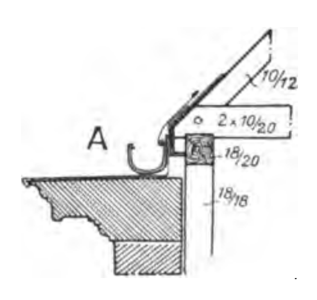


Abb. 238. Detail bei *A*.



pfetten unterstützt, während die Traufe oder der Dachfuß durch eine Zange an den Pfettenpfosten gehängt ist. Die Decke wurde verschalt und zwar läuft die Schalung unter dem Kehlgebälk, an dem Eckbug und dem obern Teil des senkrechten Pfettenpfostens, sowie unter der Zange her, so daß eine Profildecke entsteht, welche die Dachkonstruktion verdeckt.

c) Binder für Werkstätten oder Güterschuppen. In den Abb. 239 bis 241 sind zwei Werkstätten- oder Güterschuppen-Binder dargestellt, von denen jeder ein dreifaches Hängewerk hat. Der Schub der langen Streben in Abb. 240 wird durch den Binderbalken aufgehoben, der auf die Pfosten senkrechte Last abgibt; einen Teil dieser Last

Abb. 239 bis 241. Binder für Werkstätten oder Güterschuppen.

Abb. 239. Querschnitt. M. 1 : 200.

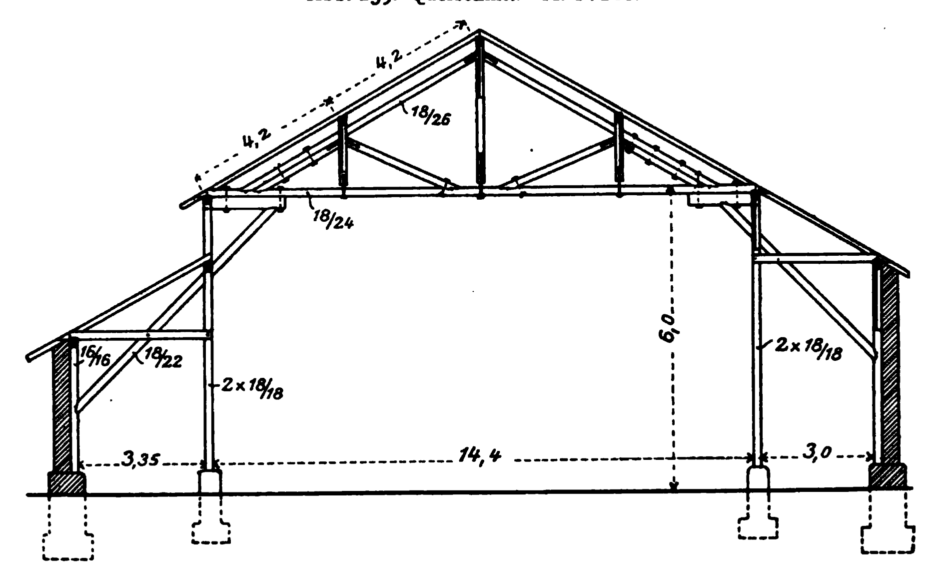
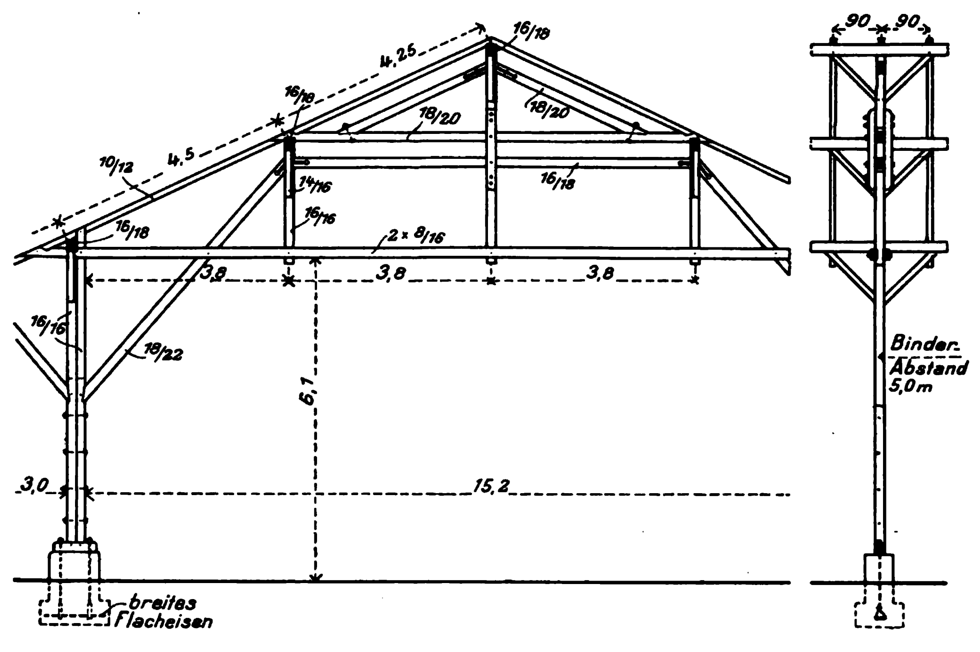


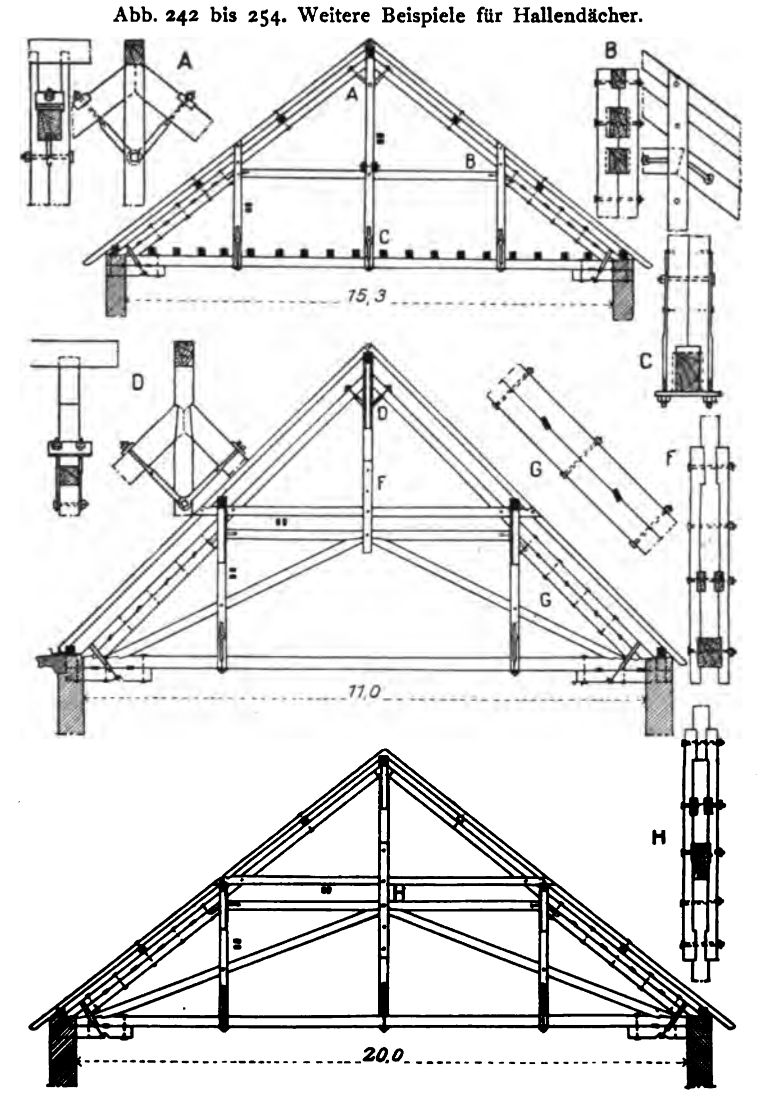
Abb. 240. Querschnitt. M. 1 : 140. Abb. 241. Längsschnitt.



übermittelt auch die Strebe dem Pfosten, der aus zwei verschraubten Hölzern besteht, um dem Druck der Strebe besser entgegenwirken zu können. In Abb. 239 sind zwei Lösungen gezeigt: links mit einer seitlichen, hochsitzenden, lichtzuführenden Öffnung, rechts ohne Unterbrechung des Daches.

d) **Weitere Beispiele für Hallendächer** nebst den dazugehörigen Einzelkonstruktionen bieten die Abb. 242 bis 254 dar. Diese Konstruktionen unterscheiden sich in

Abb. 242 bis 254. Weitere Beispiele für Hallendächer.



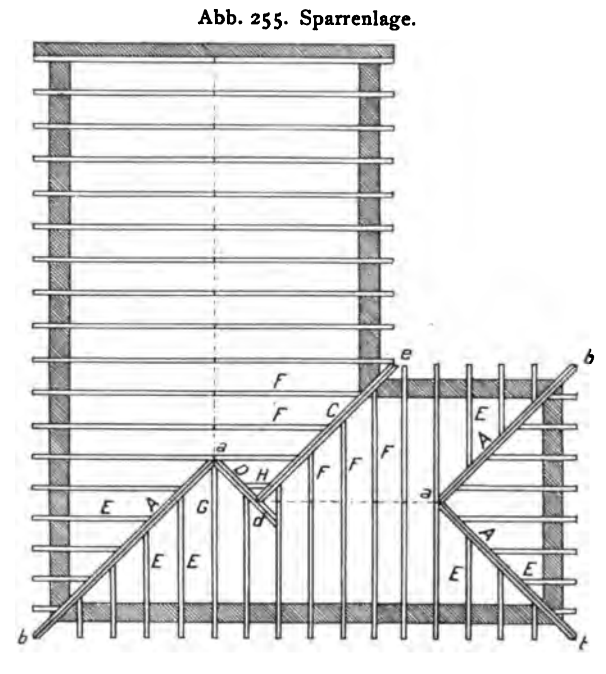
manchem von den bereits besprochenen Hängewerksbindern. In den beiden letzten Beispielen sind je zwei weitere Streben eingefügt, welche aber die Konstruktion nicht einfacher, sondern nur komplizierter machen, ohne sie wesentlich zu verbessern.

§ 13. Die Sparrenlage bei Sattel- und Walmdächern. Bei einem Gebäude, dessen Grundrißform z. B. ein Rechteck und dessen Stirnseiten als Giebel ausgebildet werden sollen, teilt man die Sparren derart ein, daß man an die Giebelseiten je ein Sparrenpaar legt und den zwischen diesen beiden Sparrenpaaren übrig bleibenden Raum gleichmäßig durch die Sparren einteilt. Diese werden alle gleichlang, sind am Fuße entweder in den Balken gezapft oder als überhängende Sparren auf eine Fußpfette gesattelt, am First ohne Unterstützung oder mit einer solchen durch eine Firstpfette versehen.



Anders wird jedoch die Sparrenlage beim Walmdach, das nicht wie das Satteldach mit Giebeln nur zwei Dachflächen, sondern deren vier hat. Es müssen daher die Sparren nach vier Seiten des Hauses angeordnet werden. Am Zusammenstoß je zweier Dachflächen entstehen Grate, und müssen hier Gratsparren hingelegt werden, deren Oberfläche eine den anstoßenden Dachflächen entsprechende Abkantung zeigt, auf welche die Schalung usw. aufgenagelt wird. In Abb. 255 sind die mit A bezeichneten Hölzer Gratsparren, die immer an ausspringenden Ecken liegen.

Abb. 255. Sparrenlage.



Wo eine Verschneidung von Dachflächen stattfindet, wie bei der einspringenden Ecke e, entsteht eine Kehle und muß dort ein Kehlsparren C hingelegt werden. Der zwischen Grat- und Kehlsparren verbleibende Raum wird nun wieder mit Sparren eingeteilt, wobei sich Sparren ergeben, die von der Traufe bis zum First laufen und solche, die nur von der Traufe bis zum Grat-, bzw. Kehlsparren reichen. Erstere heißen Lehrgespärre, letztere, in der Abbildung mit E und F bezeichnet, kurz Schifter oder genauer Gratschifter (E) und Kehlschifter (F). Das Lehrgespärre a, auch Lehrgebinde genannt, das an die Gratsparren anfällt, heißt Anfallgebinde, der Sparren G Mittelschifter und der kurze Grat D Verfallungsgrat. H ist ein Doppelschifter, der sowohl an den Grat- als Kehlsparren anfällt.

§ 14. Das Schiften.

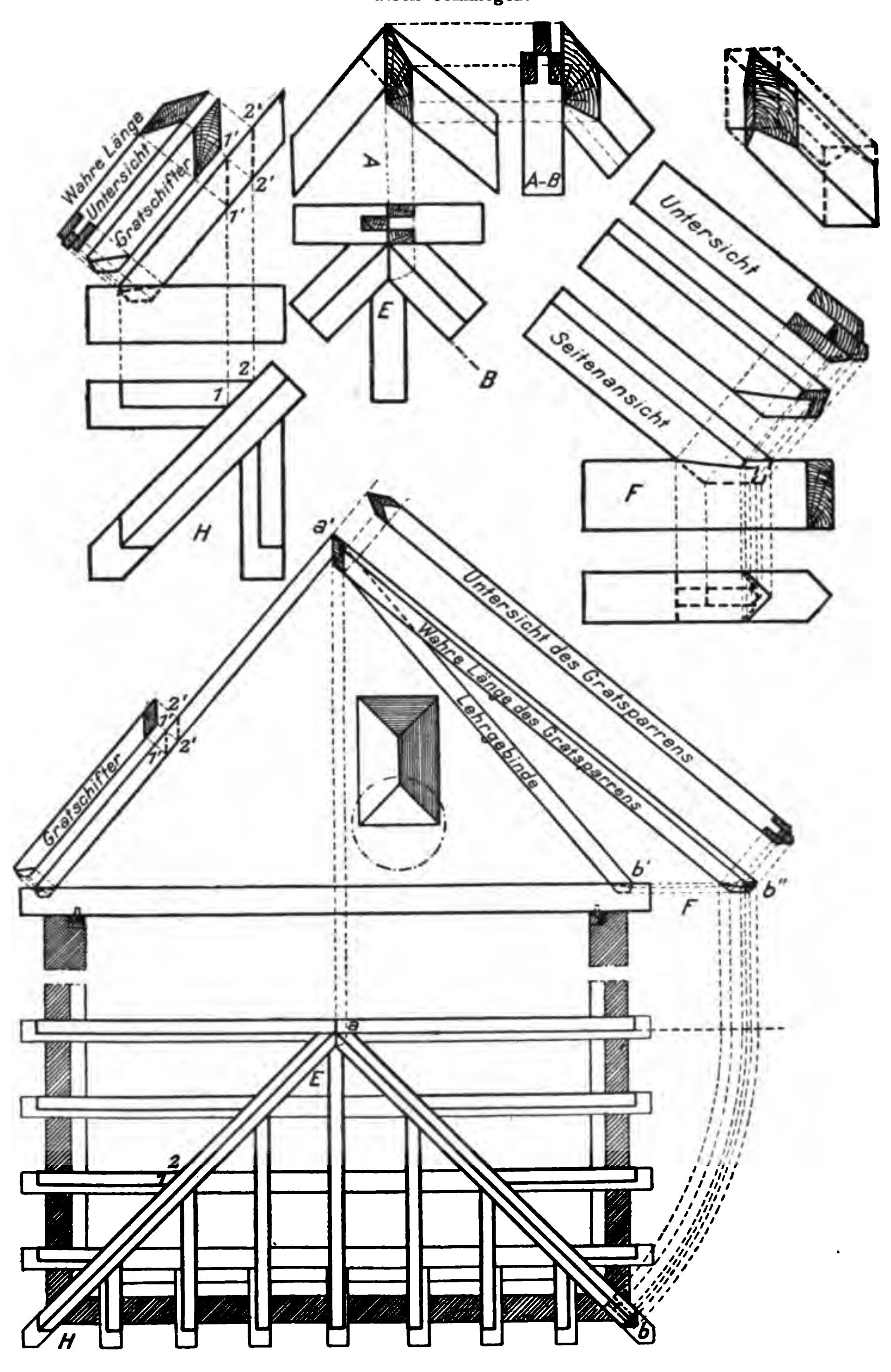
Die Bestimmung der wahren Länge der Grat-, Kehl- und Schiftsparren, sowie der Form und Größe der Flächen, mit denen die Schifter an die Grat-, bzw. Kehlsparren und letztere selbst aneinanderfallen, heißt das Schiften.

Man unterscheidet eine Sparrenschiftung (Abb. 256 bis 282) und eine Bohlenschiftung (Abb. 283 bis 287). Bei ersterer fallen die Schifter an Grat-, bzw. Kehlsparren an, bei letzterer sind Grat- und Kehlsparren durch Bohlen ersetzt, die auf eine fertige Dachfläche (s. Abb. 283 bis 287) aufgenagelt sind; dadurch eignet sich diese Konstruktion besonders für das Anschneiden eines neuen Daches an ein bereits bestehendes altes, das dann nicht verändert zu werden braucht.

a) Die Sparrenschiftung.

α) *Bestimmung der wahren Länge des Gratsparrens und der Schifter, sowie Ermittelung deren Schmiegen.* In den Abb. 256 bis 261 ist nun der in der Grundrißskizze durch einen Kreis umschriebene Walm eines Walmdaches mit seiner Sparrenlage in größerem Maßstabe aufgezeichnet und soll daran die Bestimmung der wahren Länge des Gratsparrens oder das Schiften des Gratsparrens sowie die Ermittelung sämtlicher Formen und Größen der Verschnittflächen der Schifter usw. gezeigt werden. Die Gratlinien der Dachzerfallung müssen bei der Sparrenlage oder dem Werksatz durch zwei Gratsparren gebildet werden, die im Grundriß von a nach b bzw. H laufen. Beim Zusammenfallpunkt a der Gratsparren muß zu deren Stütze,

Abb. 256 bis 261. Bestimmung der wahren Länge des Gratsparrens und der Schifter, sowie Ermittelung deren Schmiegen.



wenn, wie dies in Abb. 256 bis 261 der Fall ist, keine Firstpfette zur Unterstützung vorhanden ist, unbedingt ein Lehrgebinde *a*, das in diesem Fall Anfallgebinde heißt, liegen.

Um nun die wahre Länge des Gratsparrens zu ermitteln, muß dieser im Grundriß erst um den Punkt *a* gedreht werden, bis er parallel dem Anfallgebinde liegt. Wird dann der Punkt *b*, der bei der Drehung einen Viertelkreis beschrieben hat, nach *b''* projiziert, so ist *a'b''* die wahre Länge des Gratsparrens. Das Detail *F* zeigt dessen Versatzung, während das Detail *E* den Anfallpunkt *E* im Grundriß in größerem Maßstab darstellt. Aus dieser Abbildung ersieht man, wie die Gratsparren in einer Fläche, Schmiege genannt, zusammenstoßen und wie sie mit einer eben solchen Schmiege an das Anfallgebinde sich anschmiegen. Durch die Drehung des Gratsparrens im Grundriß erhält man diese Schmiege im Aufriß in natürlicher Größe und Form, wobei die Abgratung des Gratsparrens auf seinem Rücken zu sehen ist. Der obere Teil des Gratsparrens wurde isometrisch dargestellt und dabei gezeigt, wie er aus einem vierkantigen Holz herausgearbeitet ist.

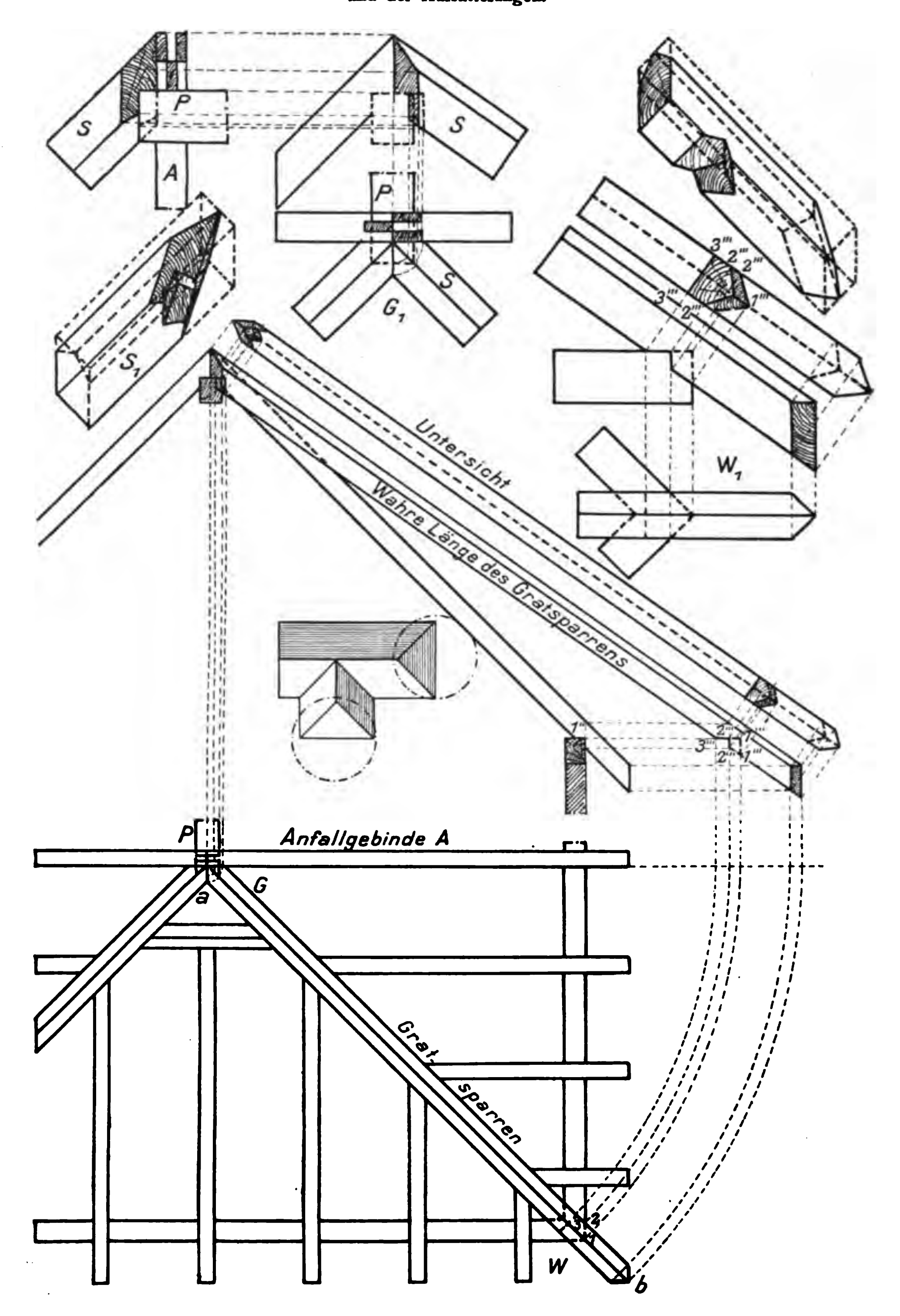
Um die wahre Größe eines Schifters und dessen Schmiege zu bestimmen, braucht man ihn nur aus dem Grundriß in den Aufriß bzw. in das Lehrgebinde zu projizieren. Seine Schmiege geht im Grundriß von 1 nach 2; lotet man diese Punkte in den Aufriß, so bekommt man in der Fläche 1'1' 2'2' die Schmiege in wahrer Größe und in der Strecke 2' bis zum Auftreffen des Sparrens auf den Balken die wahre Länge des Schifters, der neben dem linken Sparren des Lehrgebindes herausgezeichnet ist. Punkt *H* ist ebenfalls in größerem Maßstab als Detail herausgetragen und dabei ein Gratschifter in wahrer Länge in Seitenansicht und Untersicht konstruiert. Die Gratschifter werden mit der Schmiege an den Gratsparren genagelt, dessen Höhe größer sein muß als die der Schifter, damit diese mit dem ganzen Holze der Schmiege an den Gratsparren anfallen können.

Diese hier in den Abb. 256 bis 287 vorgeführte Konstruktionsweise muß von dem Zimmermann bei Schiftungen immer angewandt werden, nur kann sich dieser, da es sich bei ihm um die Ausführung in natürlicher Größe handelt, nicht wie auf dem Zeichenbrett der Reißschiene und des Winkels bedienen, sondern er muß durch Abstandmessen und Aufschnüren usw. Punkte vom Grundriß in den Aufriß bringen, also sich Hilfsmittel bedienen, welche die Reißschiene und den Winkel ersetzen. Es ist jedoch nicht der Zweck dieses Abschnitts, das praktische Schiften des Zimmermanns zu lehren; wer die Theorie des Schiftens kennt, wird selbst Mittel und Wege finden, sie in die Praxis zu übertragen.

Wenn wie in den Abb. 262 bis 268 eine Firstpfette zur Unterstützung der Sparren vorhanden ist und diese nicht, wie in Abb. 256 bis 261 in die Balken eingezapft sind, sondern auf einer Fußpfette sitzen, so müssen die Gratsparren am Fuß und am Firstanfall je einen Sattel bekommen, mit dem sie auf den betreffenden Pfetten sitzen. Die Bestimmung der wahren Länge der Gratsparren und der Schiftsparren, sowie deren Schmiegen ist die gleiche wie in Abb. 256 bis 261; es kommt nur noch die Bestimmung des First-, bzw. Fußsattels hinzu. Der letztere ist im Grundriß einpunktiert und durch die Zahlen 1, 2, 3 näher bezeichnet. Bei der Bestimmung der wahren Länge des Gratsparrens sind diese Punkte mit dem Sparren gedreht und in die Aufrißprojektion gelotet, wo sie als 1''' 1''', 2''' 2''', 3''' den Sattel in der Seitenansicht darstellen.

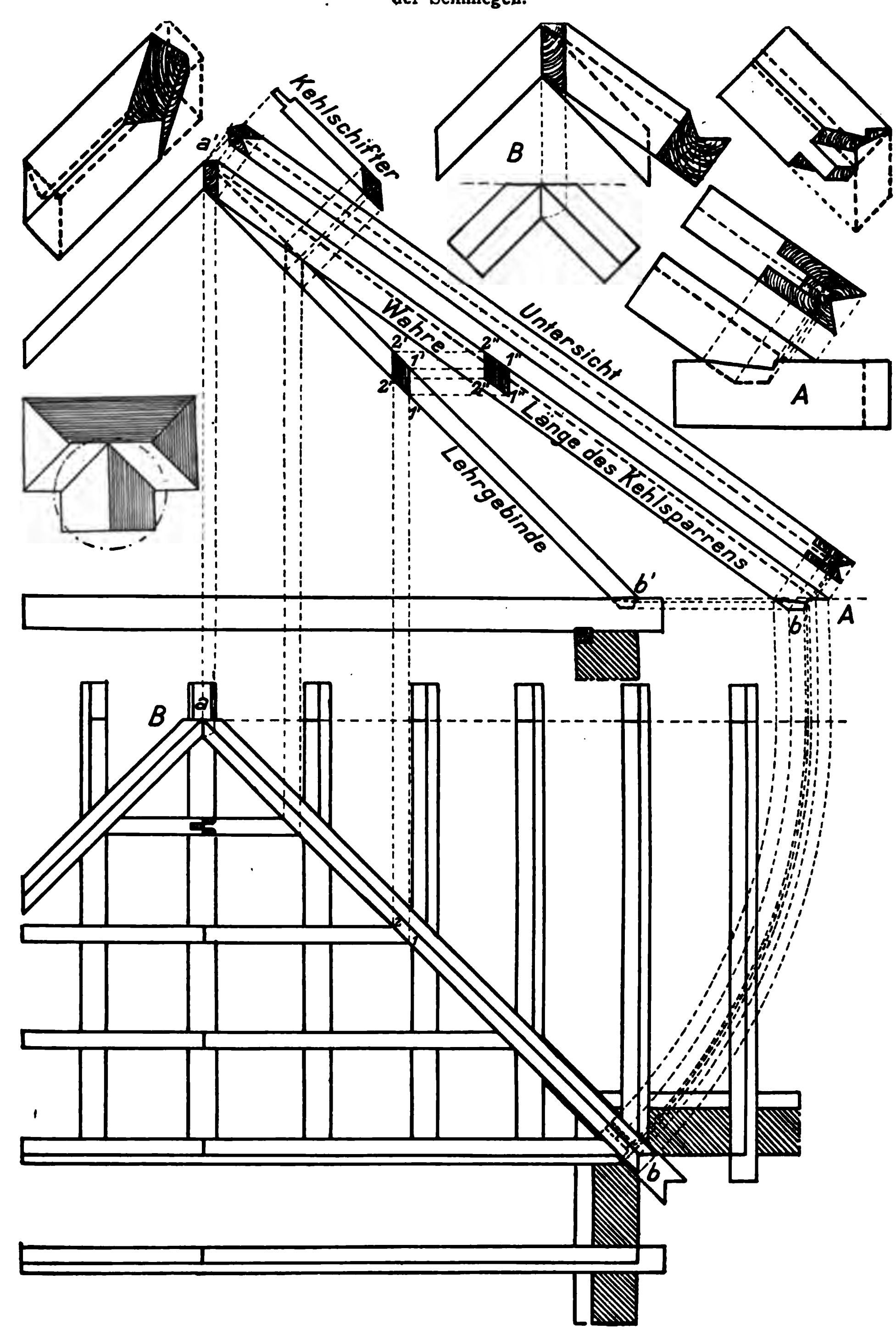
Das Detail W_1 zeigt diese Sattelung deutlich, wobei der Gratsparren parallel zur Aufrißebene gedreht zu denken ist. Die isometrische Darstellung vervollständigt das Bild. Das Detail G_1 gibt den Punkt *G* aus dem Grundriß in größerem Maßstab wieder, und erscheint durch Drehung des Gratsparrens wiederum dessen Schmiege, in die aber hier der Sattel hineingeschnitten ist. Die Seitenansicht zeigt, wie weit der Gratsparren aufgesattelt wird; *P* ist die Pfette, *A* das Anfallgebinde und S_1 der Kopf des Gratsparrens in dessen isometrischem Bilde. Während in Abb. 256 bis 261 der Mittelschifter an die

Abb. 262 bis 268. Bestimmung der wahren Länge des Gratsparrens, sowie Ermittelung seiner Schmiegen und der Aufsattelungen.



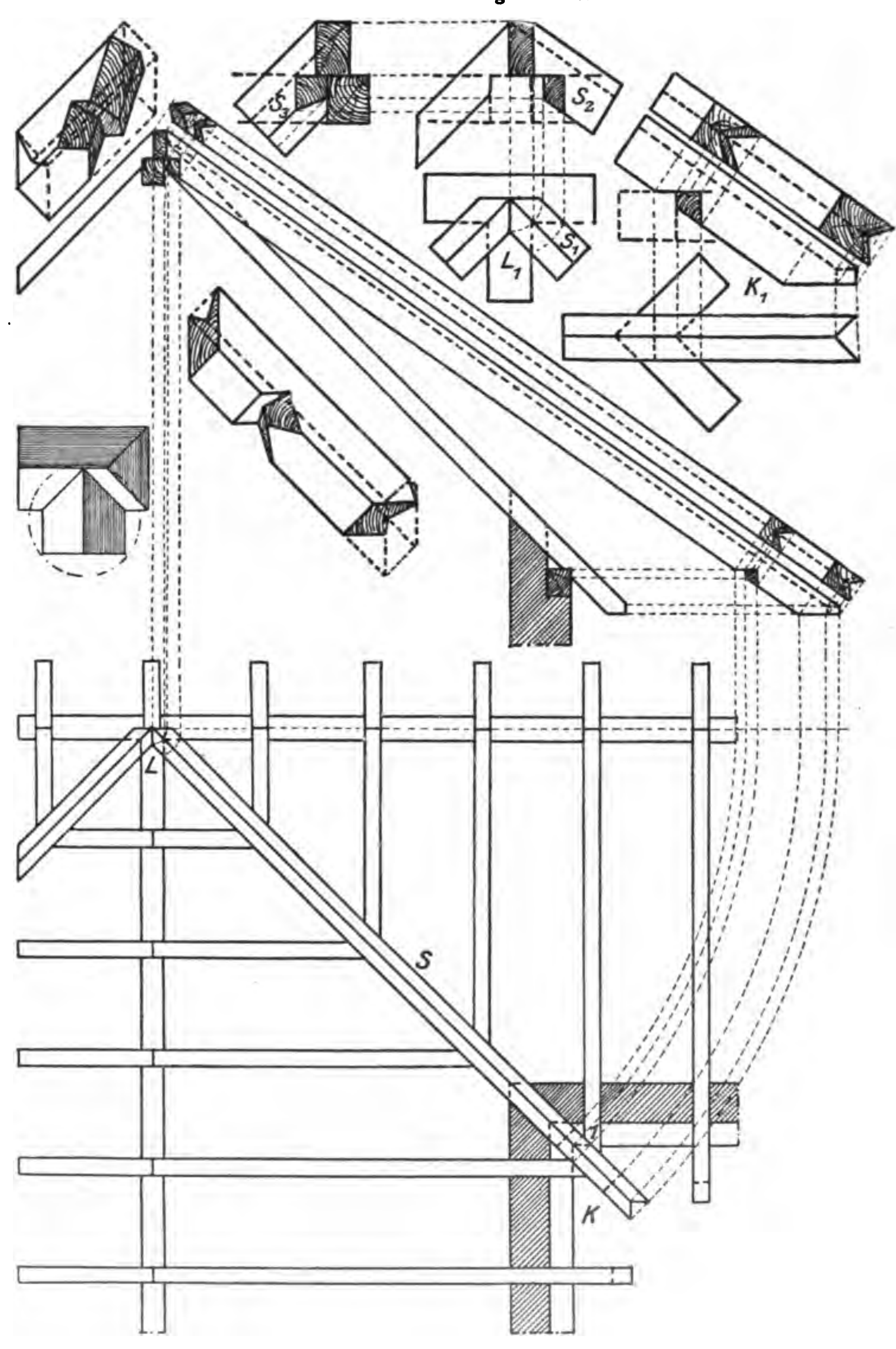
Gratsparren anfällt, ist dies hier vermieden, indem er an einem zwischen die Gratsparren gelegten Wechsel anfällt, was besser ist.

Abb. 269 bis 275. Bestimmung der wahren Länge des Kehlsparrens und der Schifter, sowie Ermittelung der Schmiegen.



β) *Das Schiften des Kehlsparrens.* Der Kehlsparren kann in einen Kehlstichbalken gezapft oder, überhängend, auf einer Firstpfette aufgesattelt oder an einen ihn stützenden Sparren des Lehrgebindes anfallen. In Abb. 269 bis 275 ist er in den Stich-

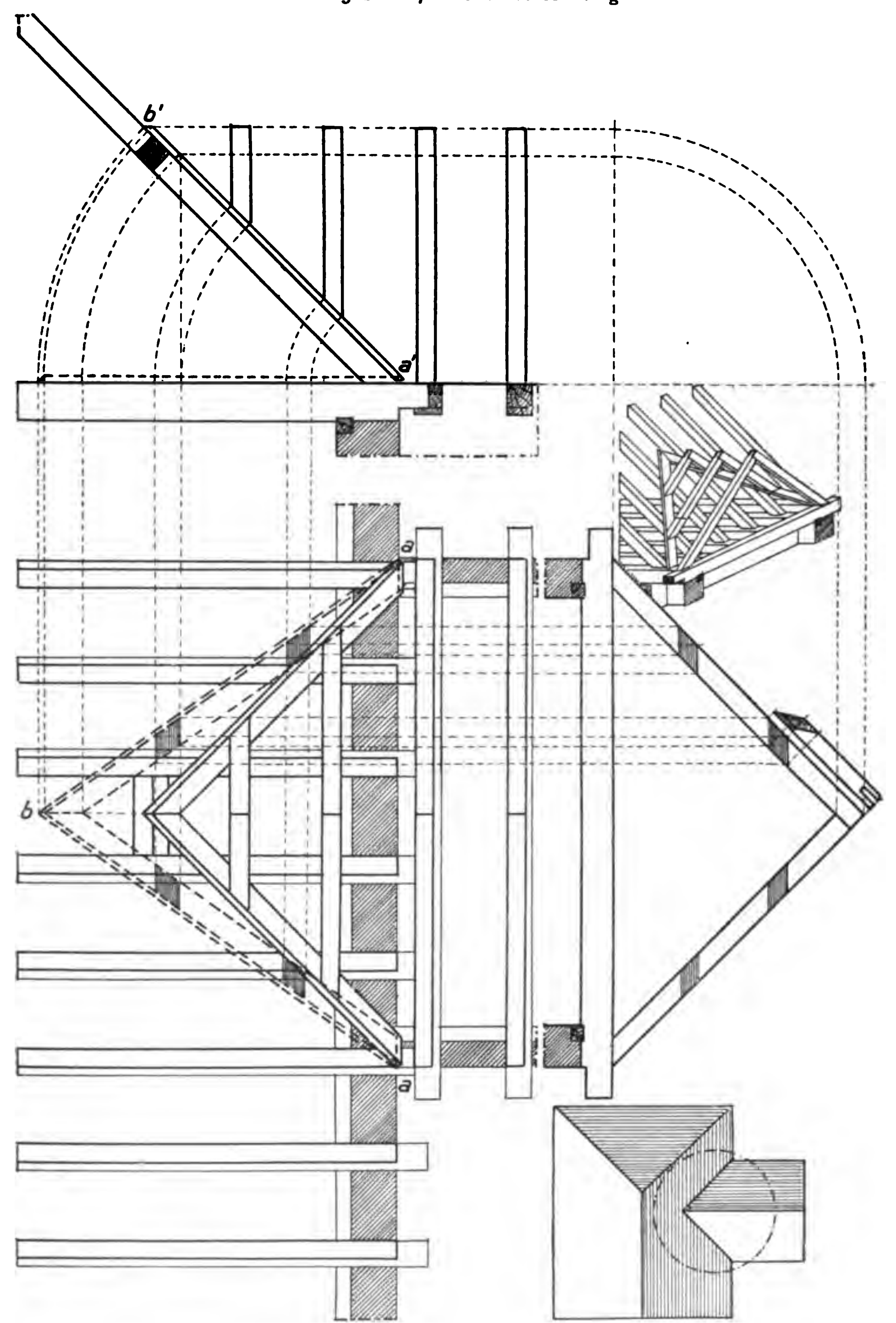
Abb. 276 bis 282. Bestimmung der wahren Länge des Kehlsparrens, sowie Ermittelung seiner Backenschmiegen und der Aufsattelung am Fuß.



balken gezapft und fällt an einen Sparren an, ist also nicht durch eine Firstpfette unterstützt. Die Bestimmung seiner wahren Größe geschieht auf bereits bekannte Weise, ebenso die seiner Schifter.

Die Abb. 269 bis 275 behandeln den in der Dachzerfallungsskizze umkreisten Teil, der den Verschnitt zweier Satteldächer zeigt. Der Kehlsparren muß, dem Zusammentreffen

Abb. 283 bis 287. Die Bohlenschiftung.



der Dachflächen entsprechend, eine einspringende Vertiefung, eine sog. Auskehlung bekommen, weshalb die Stärke des Kehlsparrens größer als beim Gratsparren anzunehmen

ist und zwar um die erfolgte Auskehlung, durch die er geschwächt wird. Detail *A* zeigt das Anarbeiten der Versatzung, mit welcher der Kehlsparren in dem Kehlstichbalken sitzt. *a' b'* ist die wahre Länge des Kehlsparrens, dessen Backenschmiege, im Detail *B* größer herausgetragen, bei *a'* ermittelt wurde.

Das Bestimmen eines Kehlschifters geschieht wieder einfach dadurch, daß seine Schmiege 1, 2 im Grundriß auf den Sparren des Lehrgebindes projiziert wird. Die Fläche 1' 1' 2' 2' ist dann die Projektion der Kehlschifterschmiege, die, auf die wahre Länge des Kehlsparrens wagerecht herüberprojiziert, auf diesem in wahrer Größe erscheint.

Abb. 276 bis 282, S. 228 zeigen den Kehlsparren am Fuß als überhängenden, am Kopf als aufgesattelten Sparren, so daß wieder wie beim Gratsparren in Abb. 262 bis 268 eine Aufsattelung im Punkt *K* und *L* notwendig wird. Detail K_1 zeigt die Fußaufsattelung, dasjenige L_1 die Firstaufsattelung. Die Ansicht des Kehlsparrenkopfes ist isometrisch dargestellt.

b) Die Bohlenschiftung. Beim Anschluß eines neuen Daches an ein bereits bestehendes altes, müßten die Sparren des letzteren abgeschnitten und zu Schiftern gemacht werden. Abgesehen davon, daß dies eine schwierige Arbeit wäre, würde unfehlbar das alte Dach an Festigkeit seines Verbandes verlieren. Die einfachste und zweckdienlichste Schiftung für diesen Fall ist, wie schon zu Anfang dieses Paragraphen bemerkt, die Bohlenschiftung, wobei statt der Kehlsparren über die Sparren des alten Daches, ohne diese zu verschneiden, Bohlen von 5 cm Stärke genagelt und auf diese die Schifter des neuen Daches befestigt werden.

Die Schmiegen der Schifter bestimmen sich wie bekannt, die wahre Größe der Bohle dadurch (s. Abb. 283 bis 287), daß man ihre Aufrißprojektion *a' b'* in die Horizontalebene umklappt und in den Grundriß lotet, so daß *ab* die gesuchte wahre Größe der Bohle darstellt und auf ihr sich auch diejenige der Schifterschmiegen ergibt. Aber nicht nur beim Anschnitt neuer Dachflächen an alte schiftet man auf Bohlen, sondern auch dann, wenn es sich um kleinere Dächer handelt, deren Dachraum der geringen Größe wegen doch nicht benutzt werden kann, oder der Einfachheit wegen, wie z. B. beim Aufsetzen von Gauben auf Dachflächen.

§ 15. Mansarddächer. In § 2 wurden bei den Dachformen die Mansarddächer bereits besprochen, so daß jetzt deren Konstruktion betrachtet werden kann. Das

Abb. 288 bis 292. Unausgebauter stehender Mansardstuhl.

Abb. 288 bis 291. Querschnitt, Längsschnitt und Einzelheiten. M. 1 : 150.

Abb. 292. Isometrisches Binderdetail.

Mansarddach weist auf jeder seiner Seiten einen Knick nach außen auf, so daß zwei Dächer übereinander entstehen, was zur Folge hat, daß immer eine Mittelpfette vor-

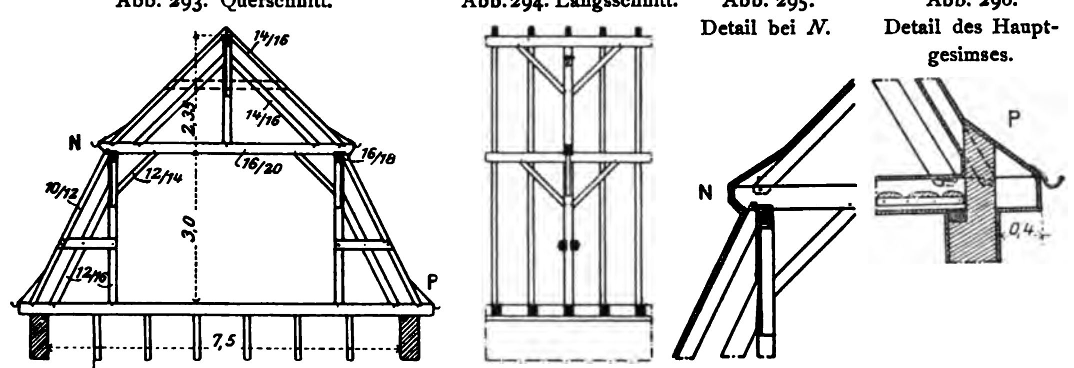
handen sein muß, die als Unterstützung sowohl der Sparren des oberen, als auch derjenigen des unteren Daches dient. Diese Mittelpfette ist nun selbst wieder zu unterstützen, und kann dies durch einen stehenden oder liegenden Stuhl geschehen. Der Mansarddachstuhl kann wiederum ein ausgebauter oder ein unausgebauter Stuhl sein, welcher Umstand auf die Konstruktion insofern einen Einfluß ausübt, als beim ausgebauten Stuhl ein Kehlgebälk notwendig wird, das der unausgebaute entbehren kann. Selbstredend ist für einen guten Längs- und Querverband Sorge zu tragen.

a) Stehende Mansardstühle. Abb. 288 bis 291 zeigt einen unausgebauten stehenden Mansardstuhl, bei dem die Sparren des steilen unteren und die des flachen oberen Daches auf einer Mittelpfette aufgesattelt sind. Ist kein Kniestock vorhanden, so sind die Sparren des unteren Daches, wie auch in der Abbildung, immer in die Balken gezapft. Für den Querverband sorgen Zangen, Streben und Büge, für den Längsverband Büge und die Dachschalung. In Abb. 292 ist ein isometrisches Binderdetail dargestellt.

Einen ebenfalls unausgebauten Stuhl, der aber leicht durch Einlegen eines Kehlgebälks in einen ausgebauten umgewandelt werden kann, stellt Abb. 293 dar. Da der

Abb. 293 bis 296. Unausgebauter, leicht in einen ausgebauten umzuwandelnder Mansardstuhl. M. 1 : 150.

Abb. 293. Querschnitt. Abb. 294. Längsschnitt. Abb. 295. Detail bei *N*. Abb. 296. Detail des Hauptgesimses.

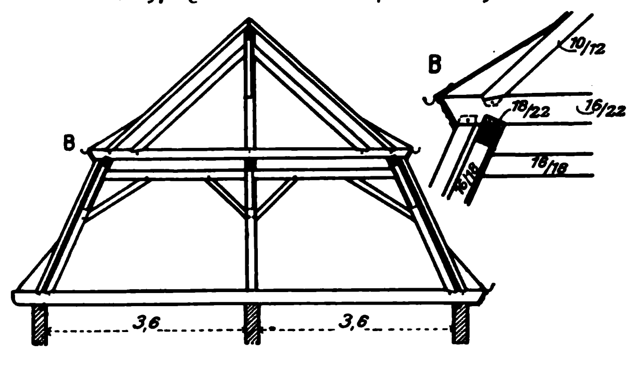


Spannriegel freiliegt, darf er nicht durch den die Firstpfette tragenden Pfosten belastet werden, weshalb dieser durch ein Hängewerk aufgehängt ist. Das Detail des Punktes *P* (Abb. 296) zeigt, daß Aufschieblinge nötig sind, daß die vorspringenden Balkenköpfe verschalt wurden und ein sog. Balkengesims bilden. Detail *N* zeigt die Ausbildung des Dachbruches zu einem Gesims.

b) Liegende Mansardstühle. Sowohl die Abb. 297 wie 299 zeigen liegende unausgebaute Stühle, die aber beide ausgebaut sein könnten. In Abb. 299 ist bereits ein Kehlgebälk eingezeichnet, das, weil der Spannriegel auf seine ganze Länge freiliegt, an ein Hängewerk aufgehängt ist. Dies könnte, wenn der Binder ausgemauert wäre, natürlich wegbleiben, und der Stuhl wäre dann ein ausgebauter, wenn noch durch Anbringen von Gauben für Lichtzufuhr gesorgt würde.

Abb. 297 u. 298. Unausgebauter liegender Mansardstuhl.

Abb. 297. Querschnitt. M. 1 : 140. Abb. 298. Detail bei *B*.



Detail *B* (Abb. 298) und Detail *H* (Abb. 301) zeigen die Ausbildung des Dachbruches zu einem Gesims, das aber viel leichter zu halten ist, als das Hauptgesims und seine beste Lösung dadurch findet, daß vor die Köpfe des Kehlgebälkes ein entweder

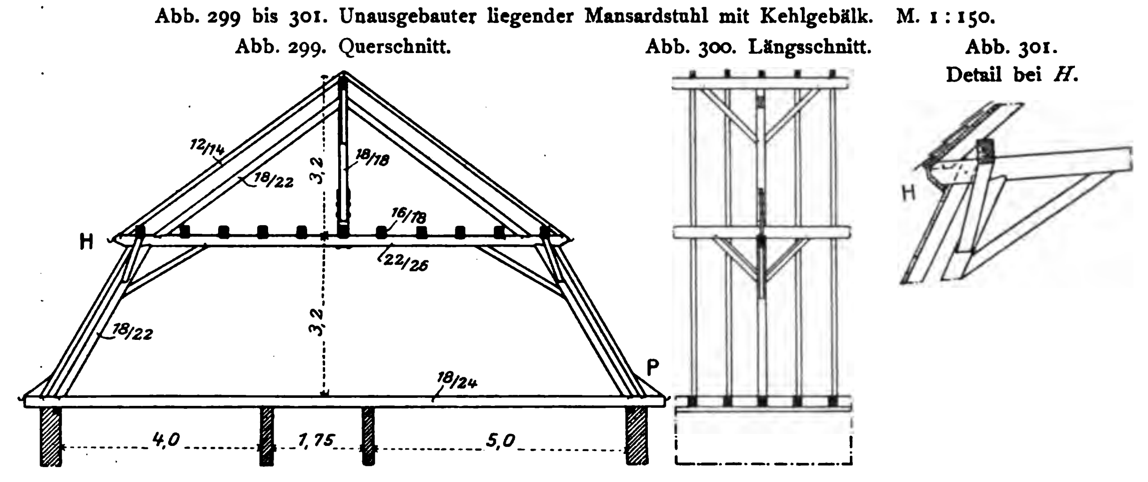


Abb. 299 bis 301. Unausgebauter liegender Mansardstuhl mit Kehlgebälk. M. 1 : 150.
Abb. 299. Querschnitt. Abb. 300. Längsschnitt. Abb. 301. Detail bei *H*.

glattes, oder bei besseren reicher ausgestatteten Gebäuden ein profiliertes Brett genagelt wird. Der Dachbruch kann auch einen Hängekanal zur Ableitung des Regenwassers bekommen, der aber entbehrt werden kann, wenn die Dachdeckung genügend weit über die Vorderkante des Gesimses vorsteht.

c) **Das Mansarddach mit Kniestock** wird häufig ausgeführt, weil ein solcher Stuhl zu Wohnzwecken sich noch besser ausnützen läßt. Der Kniestock ist dann 85 cm hoch, d. h. gleich der Brüstungshöhe der Fenster (Abb. 302 u. 304). Dieser Stuhl ist ein stehender ausgebauter Stuhl, und werden die Sparren des oberen Daches durch Mittelpfetten getragen, die ihrerseits durch einen liegenden Stuhl unterstützt sind, der eine

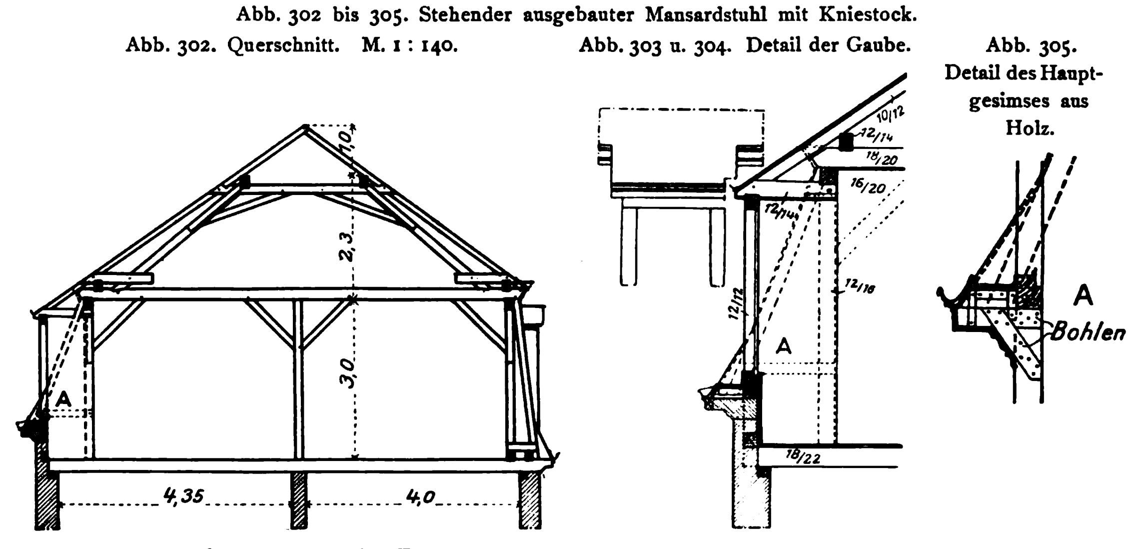


Abb. 302 bis 305. Stehender ausgebauter Mansardstuhl mit Kniestock.
Abb. 302. Querschnitt. M. 1 : 140. Abb. 303 u. 304. Detail der Gaube. Abb. 305. Detail des Hauptgesimses aus Holz.

bessere freie Ausnützung des Dachraumes gestattet. Zur Beleuchtung desselben bzw. der Wohnung sind, wie dies Abb. 304 zeigt, Gauben angebracht, die zwischen zwei Sparren Licht einführen. Das Hauptgesims ist in Abb. 304 ein massives aus Haustein und trägt einen Stehkanal. Abb. 305 zeigt die Herstellung des Hauptgesimses in Holz, wobei die Schalung des Gesimses auf an die Kniewandpfosten genagelte Bohlenstücke befestigt ist.

d) Einseitige Mansarddächer. Eine oft vorkommende Form von Mansarddächern führen die drei Abb. 306 bis 308 vor und zwar sind dies einseitige Mansarddächer, bei denen gewöhnlich das Mansarddach der Straße zugekehrt ist, während das Sattel-

Abb. 306 bis 310. Einseitige Mansarddächer.

Abb. 306 bis 308. Querschnitte. Abb. 309 u. 310. Einzelheiten.

dach, das nur auf einem Kniestock oder, wie die kleinen Abbildungen zeigen, auf bis zum Kehlgebälk hochgeführten Außenmauern ruhen kann, meist nach dem Hofe zu liegt. Solche Formen entstehen nur aus dem Bestreben, den Dachraum so günstig wie möglich zu Wohnzwecken zu verwenden.

§ 16. Pultdächer. Kann die Wasserabführung von dem Dach eines Gebäudes nur nach einer Seite erfolgen, so muß man ein Pultdach wählen, das aber ausschließlich für die Abdeckung von Seitenbauten, Remisen und Schuppen, also von untergeordneten Gebäuden angewendet wird, da es keinen schönen Abschluß eines Gebäudes abgibt. Abb. 312 zeigt die Verwendung des Pultdaches bei einem Remisenbau; in Abb. 311 ist die Entfernung der Binder voneinander angegeben, die gerade die Hälfte eines Satteldachbinders sind.

Abb. 311 u. 312. Pultdach ohne Balkenlage.

Abb. 311. Grundriß. Abb. 312. Querschnitt. M. 1 : 150.

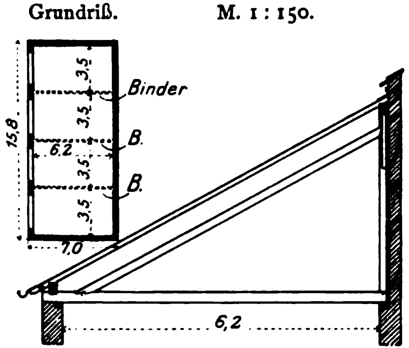
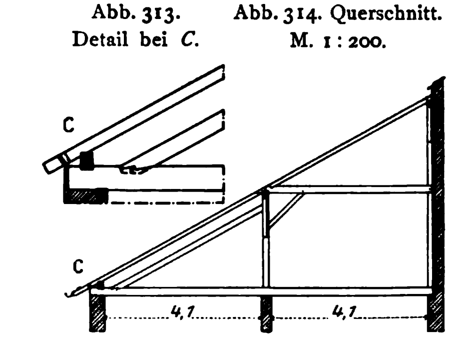


Abb. 313 u. 314. Pultdach mit stehendem Stuhl.

Abb. 313. Detail bei *C*. Abb. 314. Querschnitt. M. 1 : 200.



a) Pultdach mit stehendem Stuhl. Ein solches ist in Abb. 314 dargestellt, wobei die Firstpfette immer durch einen senkrechten Pfosten unterstützt ist, trotz der massiven

Wand, die ihrerseits mit dem Binder verankert werden muß. Auch ein Pultdach kann einen unausgebauten oder ausgebauten Stuhl haben; ebenso ist die Gesimsbildung die bereits bekannte.

Abb. 315 u. 316. Pultdach mit liegendem Stuhl.
Abb. 315. Detail bei *B*. Abb. 316. Querschnitt. M. 1 : 150.

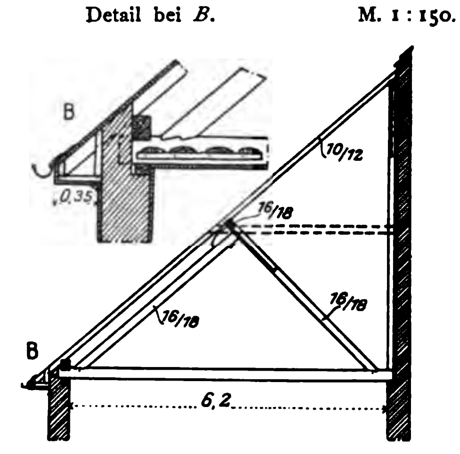


Abb. 317 u. 318. Pultdach mit Kniestock.
Abb. 317. Querschnitt. M. 1 : 150.

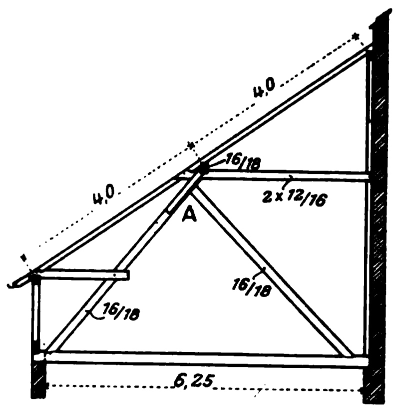
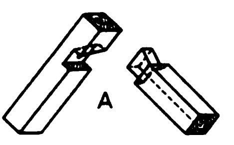


Abb. 318. Detail bei *A*.

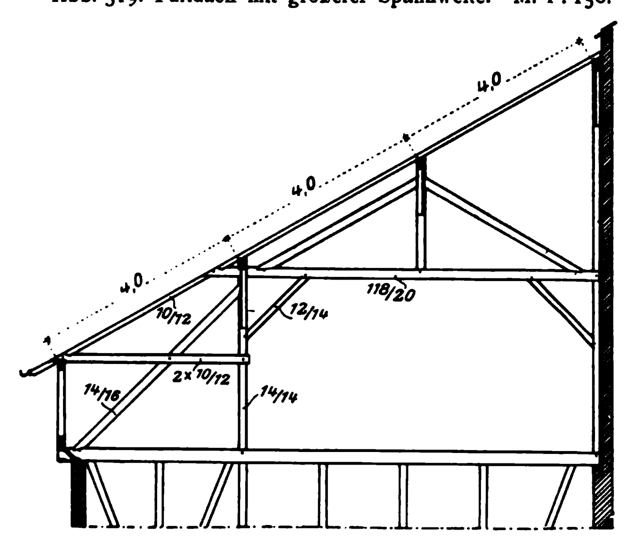


b) Pultdach mit liegendem Stuhl. Ein Pultdach mit liegendem Stuhl zeigen die Abb. 316 u. 317.

c) Pultdach mit Kniestock. Abb. 317 zeigt ein Pultdach mit Kniestock, der mittels Zangen an die Strebe hereingehängt ist. Die Verbindung der beiden Streben miteinander ist in Abb. 318 dargestellt.

d) Pultdach mit größerer Spannweite. Einen Binder über großer Spannweite, wobei der Binderbalken aber seiner ganzen Länge nach auf einer Zwischenwand aufliegt und die Unterstützung der einen Mittelpfette durch einen stehenden Stuhl gestattet, ist in Abb. 319 vorgeführt. Die zweite Mittelpfette wird durch ein Hängewerk gestützt, das auch durch einen Pfosten ersetzt werden könnte, wenn dieser auf die Zwischenwand zu stehen käme. Da aber der Dachraum zur Benutzung freibleiben sollte, so mußte der Pfosten durch das Hängewerk ersetzt werden. Für genügenden Längs- wie Querverband muß bei den Pultdächern natürlich ebenfalls gesorgt werden; besonders ist das Augenmerk auf den Querverband zu richten, da sich dieser nicht immer ohne weiteres gut gestalten läßt.

Abb. 319. Pultdach mit größerer Spannweite. M. 1 : 150.



e) Pultdächer mit Hängewerken. Wird die freitragende Länge der Deckenbalken zu groß und ist keine Unterstützung durch eine Zwischenwand oder einen Unterzug möglich, so muß die Balkenlage wie in den Abb. 320 u. 322 durch ein einfaches bzw. doppeltes Hängewerk aufgehängt werden, das auch zu gleicher Zeit die Mittelpfetten trägt.

f) Pultdach als halbes Mansarddach. Ein Pultdach kann auch ein halbes Mansarddach sein (Abb. 323 u. 324), und gilt für diese Dächer dasselbe, was über die Mansard- bzw. Pultdächer gesagt wurde.

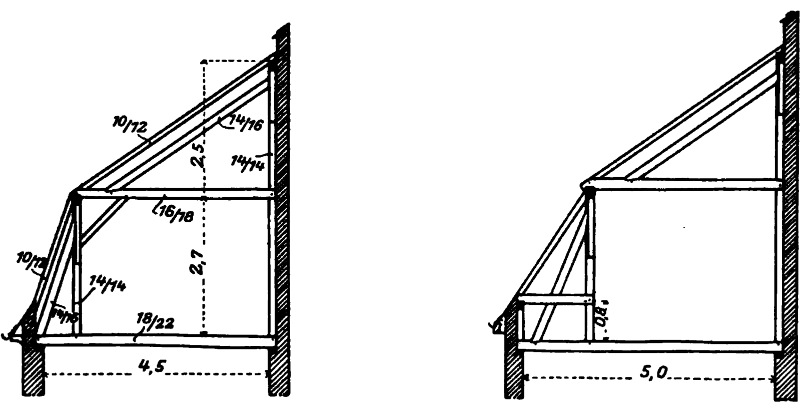
Abb. 320 bis 322. Pultdächer mit Hängewerken. M. 1 : 150.

Abb. 320. Pultdach mit einfachem Hängewerk.

Abb. 321. Detail bei *K*.

Abb. 322. Pultdach mit doppeltem Hängewerk.

Abb. 323 u. 324. Pultdächer als halbe Mansarddächer. M. 1 : 150.



§ 17. Praktische Beispiele für Dachstuhlkonstruktionen. Nachdem bereits in den Abb. 98 bis 150 ein praktisches Beispiel für ein Satteldach gegeben wurde, bieten

die Abb. 325 bis 331 ein solches für ein Walmdach dar. Abb. 327 zeigt den Grundriß des zu überdeckenden Hauses, das aus einem kleinen Saal besteht, dem rechts und

Abb. 325 bis 331. Praktisches Beispiel für ein Walmdach.

Abb. 325. Werksatz.

Abb. 326. Dachausmittelung.

Abb. 327. Grundriß.

Abb. 328. Schnitt *AB*.



Abb. 330. Schnitt *EF*.

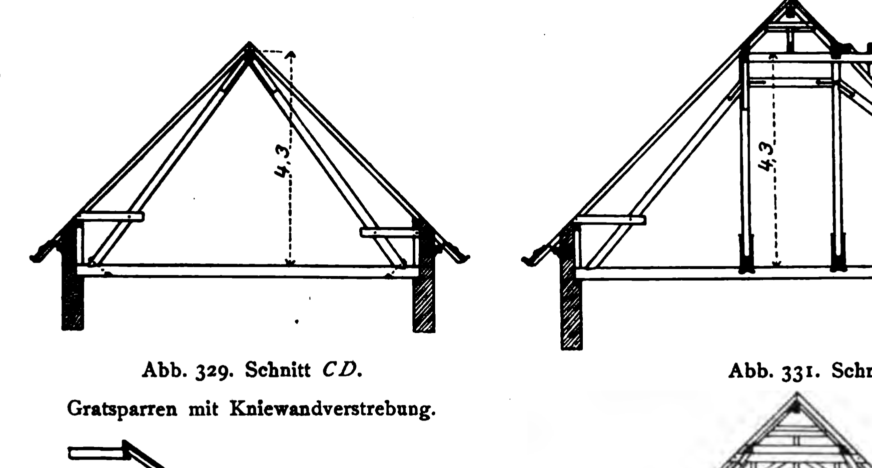


Abb. 329. Schnitt *CD*.
Gratsparren mit Kniewandverstrebung.

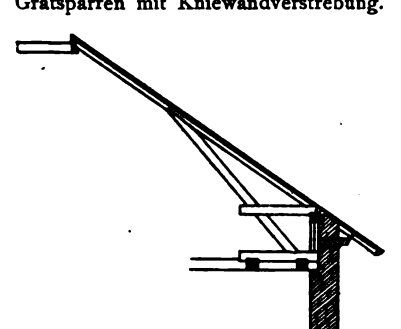
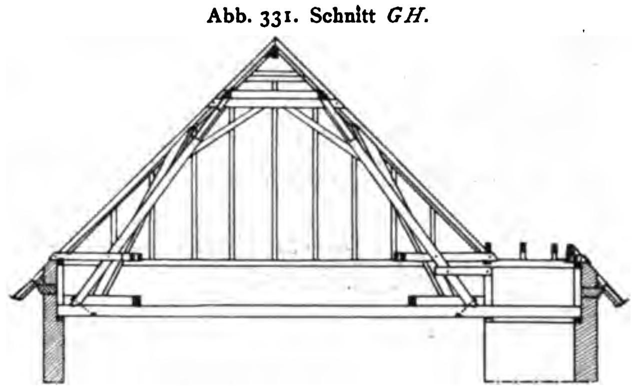


Abb. 331. Schnitt *GH*.



links weitere Räume angegliedert sind. Dieser Grundriß stellt eine aus verschieden großen Rechtecken zusammengesetzte Figur dar, was natürlich auf die Dachausmittelung von Einfluß ist, die in Abb. 326 gegeben ist. Über jeden der Gebäudeteile wurde ein besonderes Satteldach bzw. Walmdach angeordnet und diese drei verschieden weit gespannten und verschieden hohen Dächer verschneiden sich gegenseitig. Die Traufen befinden sich alle in gleicher Höhe, und die Dachflächen haben alle gleiche Neigung, was zur Folge hat, daß die Firste verschieden hoch zu liegen kommen. Das Dach soll, um die Fassaden des Hauses zu erhöhen, einen Kniestock erhalten und der Dachraum nicht durch senkrechte Pfosten an seiner Verwendung behindert werden.

Abb. 325 zeigt nun den Werksatz mit der Balken- und Sparrenlage, den Bindern, Graten und Kehlen usw. Die Anordnung der Binder geschieht derart, daß diese auf die Zwischenwände zu stehen kommen. Über dem Saal sitzt jedoch ein Binder im Hohlen, der deshalb freitragend und nach Lage der Sache als doppeltes Hängewerk konstruiert werden muß (Abb. 330). Die Deckenbalken sind an die über ihnen liegenden Unterzüge, die mit ihren beiden Enden auf den Zwischenmauern liegen, aufgehängt.

Unter die Gratlinien bzw. Kehllinien der Dachausmittelung muß ein Grat- bzw. Kehlsparren gelegt werden, der nach bekannter Art mit einer Strebe verbunden wird (Abb. 329), die den Zweck hat, den Kniestock daran hereinhängen zu können. Die Strebe sitzt auf einem schräg zur Balkenrichtung liegenden Holz. Zwischen den Bindern, Kehl- und Gratsparren teilt man nun die Sparren gleichmäßig ein und sorgt für deren Unterstützung durch geeignete Binder; so zeigt Schnitt *AB* (Abb. 328) die Firstpfette durch einen liegenden Stuhl unterstützt. Die Balken liegen 6,55 m weit frei, und müssen dieser großen Entfernung entsprechend stark genug gemacht werden. Im Schnitt *EF* ist die

linke Mittelpfette die Fortsetzung der Firstpfette des Stuhls in Abb. 328. Schnitt *GH* (Abb. 331) endlich zeigt wieder einen liegenden Stuhl, wobei die Gratsparren mit den Streben und deren Zangenverbindungen mit der Kniewand noch sichtbar sind.

Als weiteres Beispiel einer Dachkonstruktion ist in den Abb. 332 bis 338 ein Entwurf des Verfassers zu einem Restaurationsgebäude in einem Park behandelt, dessen Grundriß in Abb. 322 gegeben ist. Das Dach über der Bier- und Weinrestauration ist als Hallendach, also ohne Balkenlage, konstruiert. Die Binderbalken, die notwendig sind, um den Schub der Streben aufzuheben, sind umschalt, wodurch die Decken in tiefe, kassettenartige Felder geteilt wurden (Abb. 325). Das Dach ist mit in den Raum hereingezogen, gestaltet ihn höher und schöner. Die Bindereinteilung erscheint im Grundriß bei *B*. Abb. 333 bietet einen Blick auf das Dach dar und zeigt dieses in seinem mittleren Teil als Bohlendach, seitlich als Sattel- bzw. Walmdach.

In Abb. 334 ist der Schnitt *GH* gezeichnet, der einen freitragenden Binder und zwar als ein einfaches Hängewerk darstellt. Um der Decke die Kassettenform geben zu können, ist ein leichtes Schalgerüst in den Binder gezapft, das nur den Zweck hat, die Decke verschalen zu können.

Das Bohlendach, das eine stark geschwungene Form hat, muß aus Bohlen konstruiert werden (Abb. 338), die auf gewöhnliche gerade Sparren mittels an letztere angenagelte Brettstücke befestigt werden, so daß unter dem Bohlendach ein vollständiges Satteldach sich befindet. Die Bohlen geben dem Dach nur die Form; der tragende Teil sind in erster Linie die Sparren und dann die Binder. Abb. 336 zeigt den Längsschnitt *EF* durch das Bohlendach, Abb. 335 denjenigen *CD* durch das ganze Gebäude, der die Binderstellung und Sparrenlage

Abb. 332 bis 338. Dach über einem Restaurationsgebäude.

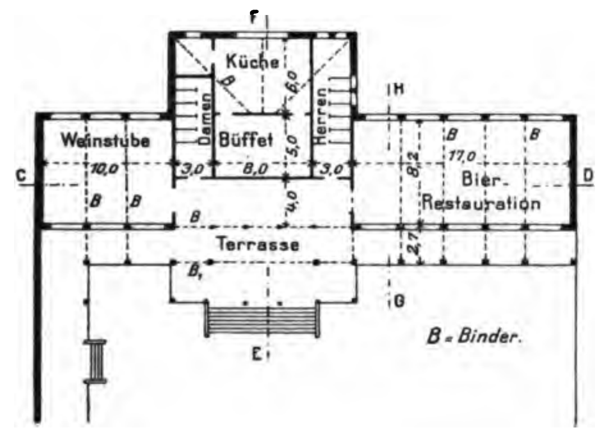
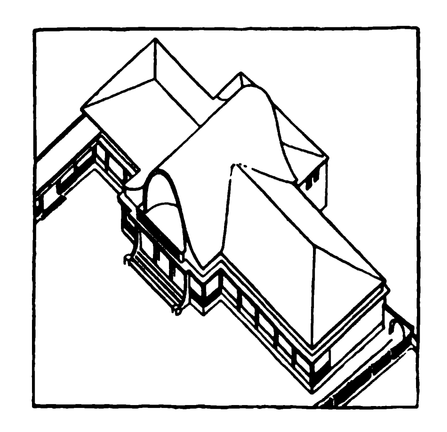


Abb. 332. Grundriß.


Abb. 333. Schaubild.

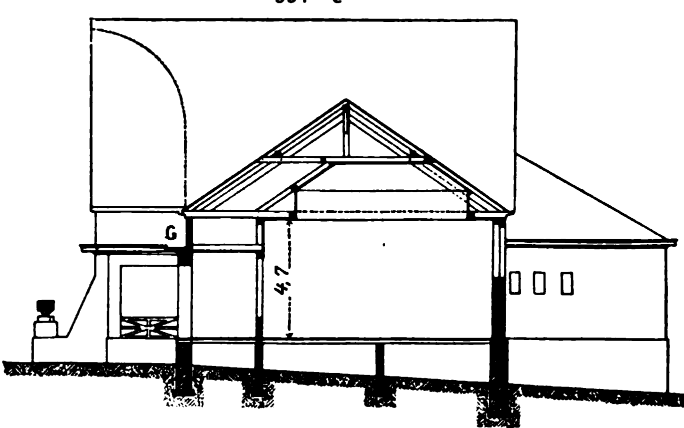


Abb. 334. Querschnitt *GH*.

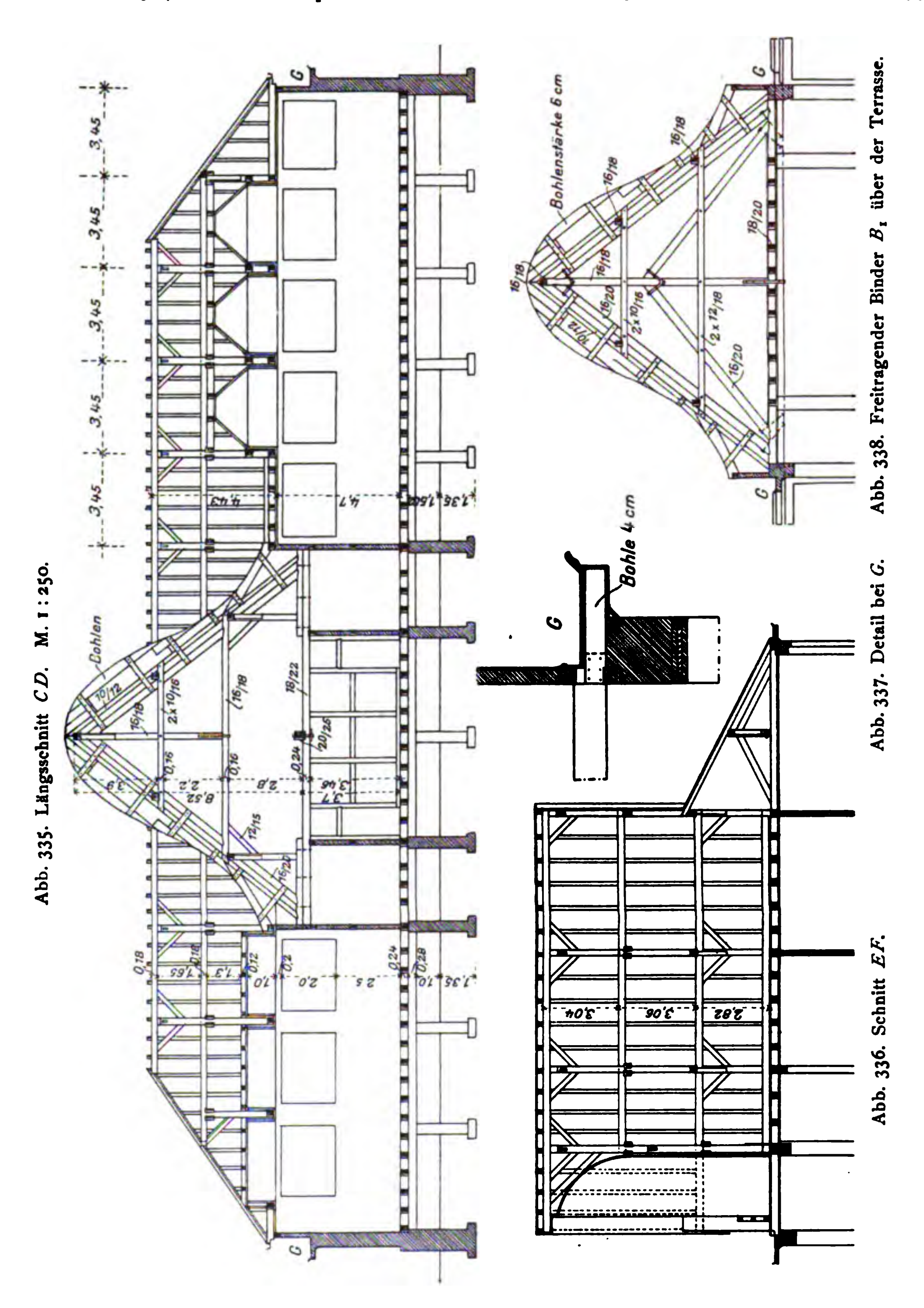


Abb. 335. Längsschnitt *CD*. M. 1 : 250.

Abb. 336. Schnitt *EF*.

Abb. 337. Detail bei *G*.

Abb. 338. Freitragender Binder B_1 über der Terrasse.

erläutert. Das Detail *G* (Abb. 337) gibt die Konstruktion des Hauptgesimses an, das dadurch gebildet wird, daß Bohlen seitlich an die Balken genagelt und verschalt werden.

§ 18. Das Zeltdach. Treffen sich alle über einem Grundriß aufgestellten Walmflächen in einer Spitze, so entsteht das Zeltdach, das, wenn es sehr hoch wird,

Turmdach heißt. Die Abb. 339 u. 340 zeigen ein achtseitiges Zeltdach über kreisförmigem Grundriß. Die Grate werden hier zu Bindern, die in Binderbalken eingezapft sind, deren zwei im Grundriß sich kreuzen, während die übrigen sich auf Wechsel legen. Abb. 339 zeigt die Gratsparren, die zugleich Binder sind, in die Balken gezapft. Der in ungefähr $^1/_3$ der Höhe ringsum liegende Wechsel dient den Schiftern als Anfall. Der Aufschiebling auf den Graten hat dieselbe Neigung und Länge wie die Schifter; die Grate selbst fallen an einen Hängepfosten, an dem die ganze Balkenlage hängt und der über dem First vorsteht, nach oben verjüngt ist und mit einer Blechhülse zum Schutz vor den Witterungseinflüssen umgeben ist.

Abb. 339 u. 340. Zeltdach. M. 1 : 100.

Abb. 339. Querschnitt.

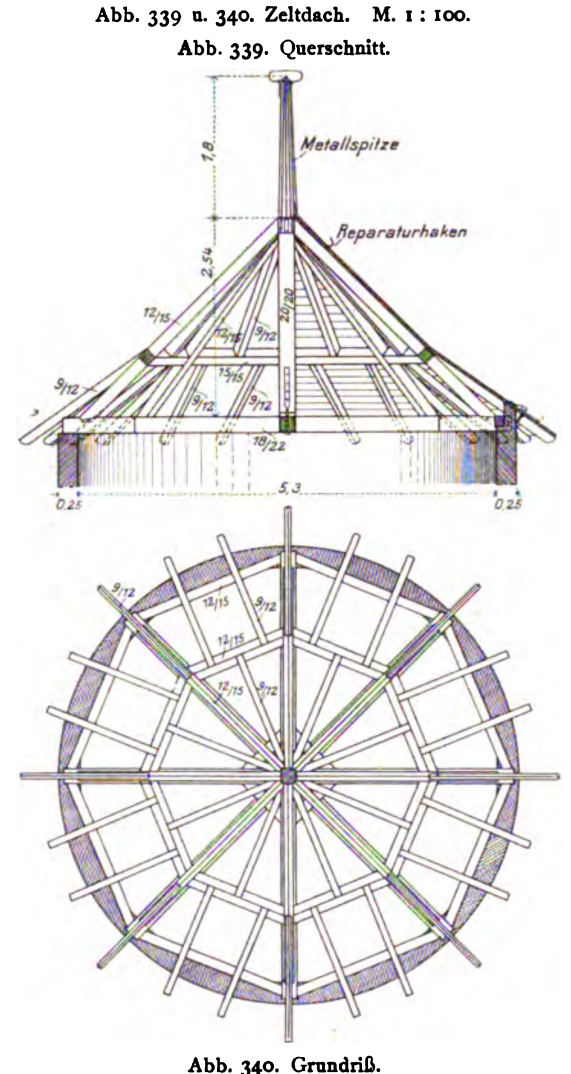


Abb. 340. Grundriß.

§ 19. Das Turmdach, das in Abb. 341 in der Ansicht und in Abb. 342 im Schnitt dargestellt wurde, ist kein Zeltdach, sondern ein Bohlendach und besteht aus vier einzelnen, selbständige Konstruktionen bildende Stockwerken. Das untere Dachstockwerk ist im Grundriß rechteckig und bestehen die Seitenwände aus vier Sprengwerkswänden. Die Dachform wird in jedem Stockwerk durch ausgeschweifte Bohlen gebildet, die auf das Gebälk genagelt sind und auf denen dann die Schalung befestigt werden kann. Die senkrechten Wände sind wie das Dach verschiefert. Dieser Turm ist ein Torturm und steht in Seligenstadt.

§ 20. Dachdeckungen und Gesimsbildungen.

a) **Ziegeldeckung.** Der Ziegel, auch Biberschwanz genannt, ist eine aus Ton gebrannte, zwischen 33—40 auf 15—17 cm große und 12—15 mm starke rechteckige Platte. Ein durch Einigung der Ziegelfabriken hergestelltes Normalformat hat die Größe 15,5/36,5 cm und 12 mm Stärke. Diese Ziegel haben am Kopf eine sog. Nase (s. Abb. 357), mit der sie auf die quer zu den Sparren genagelten Dachlatten gehängt werden. Diese Latten besitzen eine Stärke von 2,5/5 cm und sind auf jedem Sparren mit einem Nagel befestigt. Die Ziegel überdecken sich in ihrer Längsrichtung, während sie in der Querrichtung nebeneinandergelegt sind, so daß ein schuppenartiges Aussehen der Dachfläche entsteht. Das gegenseitige Überdecken der Ziegel hat zur Folge, daß die Latten näher beisammen- oder weiter auseinander liegen müssen, je nachdem die Ziegel sich mehr oder weniger überdecken sollen. Durch die Größe des Überdeckens der Ziegel und der Lattenentfernung, kurz Lattung genannt, haben sich folgende drei Deckungsarten entwickelt:

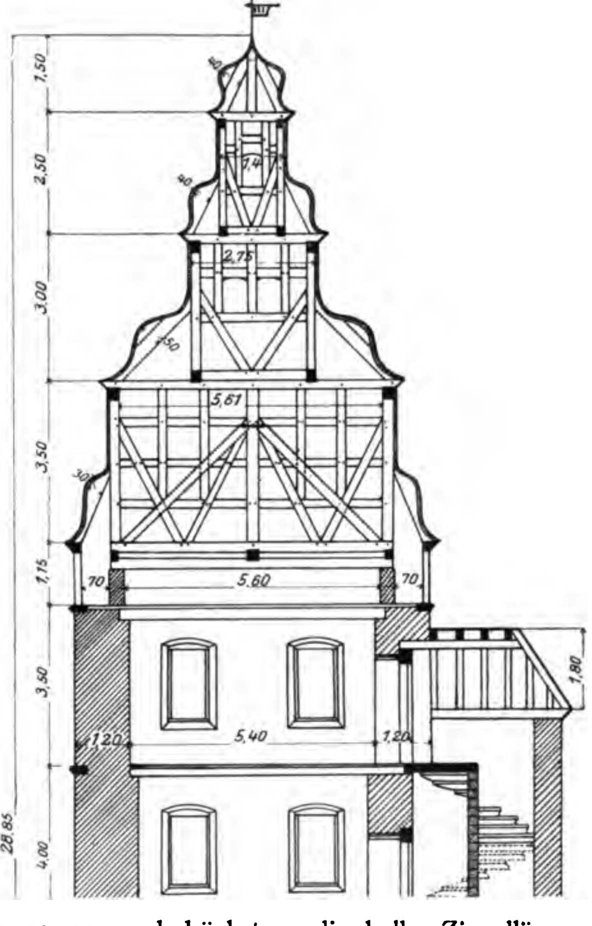
1. Das gewöhnliche Schindel- oder Spließdach.
2. Das sich logisch aus diesem entwickelnde Kronendach, auch Ritterdach genannt.
3. Das etwas weniger Ziegel erfordernde und leichtere Doppeldach.

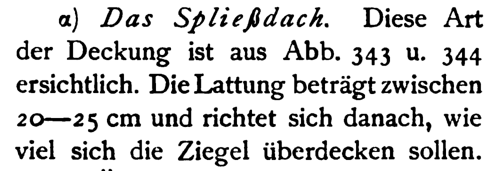
Abb. 341 u. 342. Turmdach.

Abb. 341. Ansicht.


Abb. 342. Querschnitt. M. 1 : 170.






α) *Das Spließdach.* Diese Art der Deckung ist aus Abb. 343 u. 344 ersichtlich. Die Lattung beträgt zwischen 20—25 cm und richtet sich danach, wie viel sich die Ziegel überdecken sollen. Diese Überdeckung soll hier mindestens 10 cm und höchstens die halbe Ziegellänge betragen, so daß sich als mittleres Lattungsmaß 22 cm ergeben.

Da die Ziegel sich höchstens um ihre halbe Länge überdecken, so würde das Regenwasser durch die ungedeckte seitliche Stoßfuge eindringen können. Um dies zu verhindern, legt man unter die Fugen eine Schindel, auch Spließe genannt, das ist ein gewöhnlich aus Kiefernholz gespaltener 5—6 cm breiter und 35 cm langer Holzspahn (Abb. 343). Die Spließe kann auch aus einem wetterbeständigeren Material, wie Teerpappe oder Zink, hergestellt sein und die Holzspließe durch Tränken mit Karbolineum, Kreosotöl, Teer usw. wetterbeständiger gemacht werden. Das Hängen der Ziegel kann im Verbande wie in Abb. 343, oder als Reihendeckung erfolgen, wobei die Stoßfugen in einer geraden ununterbrochenen Linie vom First bis zur Traufe laufen. Doch ist das Hängen im Verbande die bessere und auch die häufiger angewandte Art.

β) *Die Lattung der Dachfläche* geschieht bei allen drei Deckungsarten gleich, nur die Entfernung der Latten ist eine verschiedene. Es wird zuerst 5 cm unterhalb

Abb. 343 u. 344. Das Spließdach.

Abb. 345 u. 346. Das Kronendach.

Abb. 343. Ansicht. Abb. 344. Querschnitt. Abb. 345. Ansicht. Abb. 346. Querschnitt.

0,22
0,22

H
Bleistreifen
a-b.
a - - b
0,14 0,14
I
F
I
H
c
c
b
b
a
a
a
a
a
b
b
F

Abb. 347 bis 354. Das Doppeldach.

des Firstes eine Latte genagelt (s. das Detail bei *d* in den Abb. 128 bis 139, S. 199), sowie die Abb. 344—357), an der Traufe ebenfalls eine solche aber stärkere, eine sog. Doppellatte von 5/5 cm Stärke (Abb. 344), worauf der Zwischenraum zwischen First- und Trauflatte gleichmäßig derart eingeteilt wird, daß die Lattung zwischen 20 und 22 cm beträgt. Auf die First- und Trauflatte werden immer zwei Reihen Ziegel gehängt; die Firstabdeckung bzw. Dichtung geschieht, wie dies das oben erwähnte Detail bei *d* veranschaulicht, durch in Mörtel verlegte First- oder Hohlziegel, die über die obersten Ziegelreihen greifen. Diese Hohlziegel sind konisch sich verjüngende, ungefähr 40 cm lange, etwa 16 cm am größeren und 12 cm am kleineren Durchmesser starke halbe Tonrohre, die ebenfalls der Länge nach übereinander greifen.

Abb. 355 u. 356. Einzelheiten des Doppeldaches. M. 1 : 5.

Hafte
Hafte
Rinne
Rinneisen
Sparren
0,12
Aufschiebling
Strebe
0,40
0,40

Die Ziegelreihe an der Traufe muß über deren unterste Kante mindestens 10 cm, besser 15 cm vorspringen, um das Wasser sicher von der Dachfläche ab- und in den an der Traufe befestigten Dachkanal einzuleiten, der seinerseits die Ableitung nach dem Abfallrohr besorgt. Das letztere hat die Aufgabe, das Wasser vom Hause wegzuleiten, sei es in einer offenen gepflasterten Rinne oder in einer im Boden verdeckt liegenden Abwasserleitung, die an eine Kanalisation anschließt.

γ) *Das Dachgesims.* Mit der Ausbildung der Rinne hängt die Ausbildung des Dachgesimses innig zusammen, das aus Holz oder Stein hergestellt sein kann, je nachdem es der Charakter und die formale Ausbildung des Hauses verlangen. Das Hauptgesims ist in erster Linie nur Konstruktion und zwar die der Traufe. Die Art, wie diese ausgebildet werden muß, hängt von der Dachkonstruktion ab, sowie davon, ob die Sparren des Daches in die Balken gezapft sind, oder ob sie überhängend sind. Im ersten Fall entsteht das sog. Kastengesims, auch Balkengesims genannt, im zweiten das Sparrengesims.

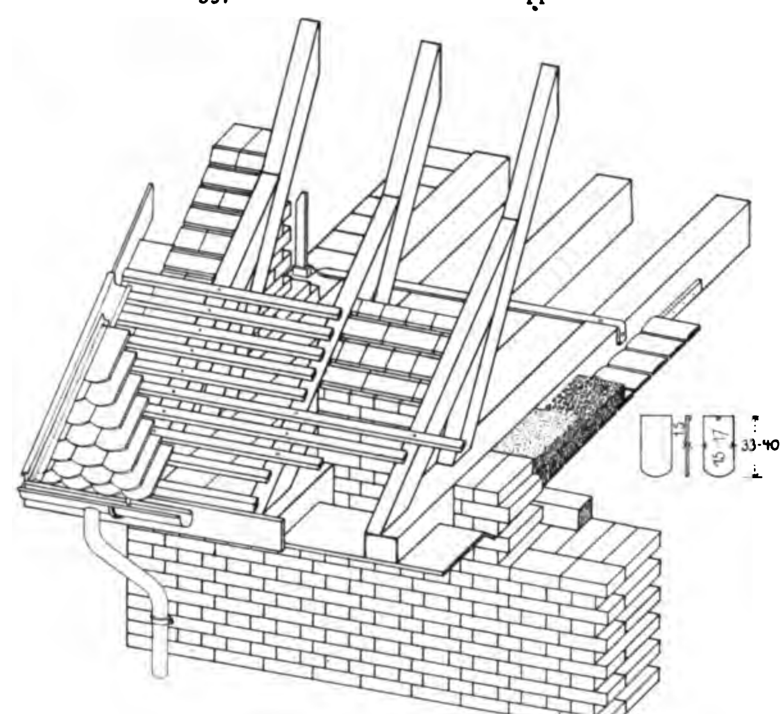
Die Abb. 344 zeigt ein Sparrengesims, diejenigen 347 bis 357 Kastengesimse. Diese beiden Gesimskonstruktionen sind für manche Gegenden charakteristisch, je nachdem dort die eine oder andere Dachkonstruktion üblich ist. In Abb. 346 ist eine Verbindung des Kastengesimses mit dem Sparrengesims dargestellt. Der hier überstehende Sparren ist nur ein Aufschiebling, während der Dachsparren in den über

die Mauer vorstehenden Balken gezapft ist. Der Vorsprung beim Sparrengesims wird verschalt, damit der Wind die Ziegel nicht abheben kann. Ein senkrecht zur Dachneigung zwischen die Sparren eingefügtes Füllbrett, Abb. 344, oder ein vor die Sparrenköpfe genageltes schützt das Innere des Hauses vor dem Eindringen des Windes.

δ) *Der Dachkanal*, der aus Weißblech, Zinkblech oder bei bedeutenden Bauten, wie Staatsbauten usw., auch aus Kupfer hergestellt sein kann, hat einen Durchmesser von 15—20 cm, ist als gewöhnlicher Hängekanal wie in den Abb. 344, 346 u. 356 halbkreisförmig und ruht auf den je auf einem Sparren sitzenden Rinneisen. Der Querschnitt des Rinneisens ist halbkreisförmig, während der in die Sparren eingelassene Teil gerade ist und aufgeschraubt wird (s. das Detail *F* in Abb. 347 bis 354 und dasjenige der Abb. 355). Sowohl an dem geraden Teil, als auch an der Endigung des halbkreisförmigen ist je eine Hafte aus Blech angenietet, die den in der Rinne liegenden Kanal zu halten haben. Die Hafte beim Punkte *l* (s. die Details *F* u. *l* der Abb. 347 bis 354) kann wegfallen, wenn das Rinneisen abgekantet ist und der Kanal mit seinem Wulst um diese Abkantung greift. Der Kanal wird mit einem geringen Gefälle von $\frac{1}{2}$ cm auf das Meter an der Traufe des Daches befestigt.



Abb. 357. Isometrische Ansicht des Doppeldaches.



ε) *Das Regenrohr.* Die Ableitung des Wassers aus der Rinne geschieht durch das Regenrohr, das einen Durchmesser von 10—15 cm bekommt, je nach der Größe der Dachfläche, die ihr Abwasser dem Rohr liefert. Das Regenrohr, welches senkrecht abfällt, wird durch Rohrschellen, in den Abb. 347 bis 354 mit *a* bezeichnet, auf der Außenwand befestigt. Die Überführung von der vorstehenden Rinne auf die Mauerflucht geschieht durch Bogen, die aus einzelnen geraden Stücken wie in den Abb. 343 bis 346 und in Abb. 347 bis 354 bei *b* bestehen, oder, wie in Abb. 357 dargestellt, aus einem Stück gepreßt sein können. Wo das Rohr am Kanal ansitzt, muß es mit einer trichterförmigen Erweiterung versehen sein, um dem Wasser den nötigen Druck zum raschen Abfließen zu geben (s. Punkt *F* in Abb. 346). In den Abb. 347 bis 354 bei *c* ist diese trichterförmige Erweiterung zu einem Wasserkasten ausgebildet.

Die gewöhnlichste Form der Rinne und auch die am meisten gebräuchlichste ist die halbkreisförmige; aus schönheitlichen Gründen ist man aber oft zur Verwendung einer anderen Form gezwungen. Die Abb. 347 bis 354 zeigen eine im Querschnitt viereckige Rinne, die durch das Detail *H* näher erläutert wird und die zur Erhaltung ihrer Form

nicht nur in einem dieser Querschnittsform entsprechenden Rinneisen liegen, sondern auch noch mit einem wagerechten, auf dem Rinneisen aufgenieteten Versteifungseisen versehen sein muß.

Die später folgenden Abb. 358 bis 364 zeigen weitere Rinnenanordnungen. In Abb. 358 bis 362 sitzt die Rinne auf einem Steingesims, das zum Schutz gegen Verwitterung durch Blech abgedeckt ist. Die in den Abb. 363 u. 364 dargestellte Konstruktion des Gesimses ist nur aus zwingender Notwendigkeit entstanden, weil das Gesims nicht höher und nicht tiefer gelegt werden durfte, um der Fassade kein zu hohes oder zu niedriges Verhältnis zu geben. Die Rinne liegt in einem Holzkasten, der einen Teil des Gesimses bildet, dessen Vorsprung durch an die Kniewandpfosten bzw. Sparren genagelte Bohlenstücke hergestellt ist, die zu einem Kastengesims umschalt werden. Die Untersicht kann gestemmt sein.

ζ) *Stärke der Zinktafeln.* Zu Rinnen und Abfallrohren, auch zu Dachverwahrungen wird am häufigsten das Zink verwendet, dessen Tafelgrößen 0,8/2,0 und 1,0/2,0 m sind. Auf die Güte bzw. Haltbarkeit der aus Zinktafeln gefertigten Arbeiten ist die Stärke des Zinks von großem Einfluß. Die Zinktafeln von verschiedener Stärke sind im Handel unter verschiedenen Nummern erhältlich, von denen für Bauzwecke gewöhnlich nur diejenigen 12 bis 16 in Betracht kommen. Die Stärke dieser Nummern 12, 13, 14, 15 und 16 beträgt 0,66; 0,74; 0,82; 0,95 und 1,08 mm.

η) *Das Kronendach.* Aus dem Bestreben, das Spließdach zu verbessern und dessen wundesten Teil, die Schindel, durch einen andern wetterfesteren Baustoff zu ersetzen, ist das Kronendach entstanden. Denn wenn man, statt unter die Stoßfuge des Spließdachs eine Schindel zu legen, dort einen Ziegel hinlegt bzw. auf die Latte hängt, so hat man die Deckungsart des Kronendachs, bei dem zwei Reihen Ziegel aufeinanderhängen (s. Abb. 345 u. 346, S. 242). Die Lattung ist dieselbe wie beim Spließdach; an Dichtigkeit und Güte ist jedoch das Kronendach jenem weitaus überlegen. Es ist das beste Ziegeldach, das man kennt, nur durch das doppelte Übereinanderhängen der Ziegel etwas schwer.

ϑ) *Das Doppeldach.* Diese Deckungsart ist durch die Abb. 347 bis 357 erläutert. Bei Verwendung von Ziegeln im Normalformat beträgt die Lattung 15 cm. Auf jeder Latte hängt eine Reihe Ziegel, was bei der engen Lattung zur Folge hat, daß über den Latten drei Ziegellagen und zwischen den Latten zwei Ziegellagen sich befinden. Der obere Ziegel der drei Lagen überdeckt den mittleren um etwas mehr als die Hälfte und den untersten um ungefähr 10 cm. Es sind mithin bei diesem Dache alle Stoßfugen durch darüberliegende Ziegel gedeckt, so daß es gut und dicht, auch etwas leichter als das Kronendach ist.

ι) *Erforderliche Ziegel für das qm.* Man bedarf:

Für das Spließdach	35	Stück, Gewicht einschl. Sparren	90 kg
» » Kronendach	56	» » » »	130 »
» » Doppeldach	50	» » » »	120 »

κ) *Die Dachneigung* darf bei Ziegeldeckung nicht zu flach sein, weil das Dach sonst undicht wird; denn eine steile Fläche leitet das Wasser rascher ab als eine flache und verhindert auch, daß es in die Deckfugen hinaufgezogen wird. Aber nicht allein der konstruktive Standpunkt spielt bei der Bemessung der Dachneigung eine Rolle, sondern eine weitaus größere der schönheitlich formale und das Klima. Dachneigungen, die schön aussehende Dächer geben und dabei die Konstruktion nicht aus dem Auge lassen, wurden bereits in § 2: »Dachformen« in Abb. 1 u. 3 angegeben.

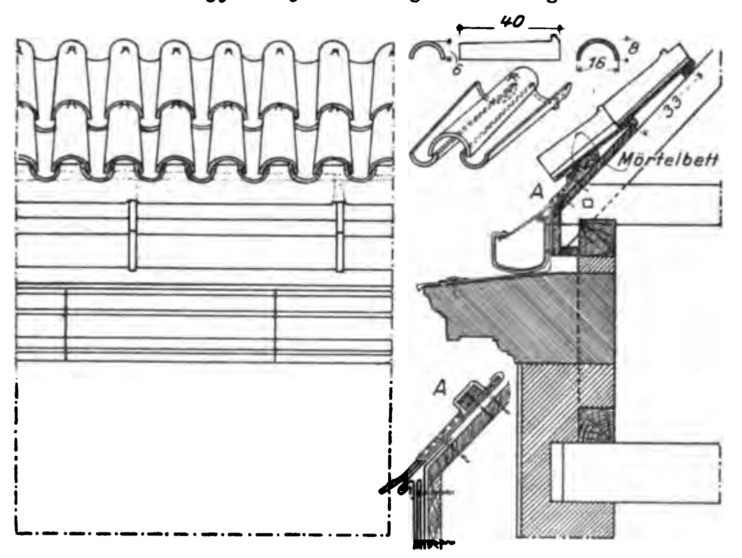
λ) *Der Giebelanschluß.* Hierunter versteht man den Anschluß der Dachfläche an einen Brandgiebel oder einen Giebelrand, auch Ort genannt. Die Abb. 347 u. 357

erläutern den Anschluß an den Giebelrand, bei dem halbe Ziegel notwendig werden, die in der Fabrik zu haben sind. Der Schnitt *a—b* in den Abb. 347 bis 354 zeigt die Dachlatten über den Giebel vorstehen, an die unten ein Brett, ev. zwei, genagelt ist, das denselben Zweck hat, wie das an der Traufe in Abb. 344, nämlich den, zu verhindern, daß der Wind die Ziegel abheben kann; außerdem soll es die unschöne Untersicht verdecken, die durch die sichtbaren Latten und die Ziegel entstehen würde.

Von vorn wird ein Brett, Ortbrett, Windleiste oder Windfeder genannt (s. Schnitt *a—b*), aufgenagelt, das die Latten mit Deckung samt dem untergenagelten Brett in der Vorderansicht verdeckt. An einen Zinkstreifen, der über den Latten liegt und bis Oberkante Windbrett gebogen ist, wird ein Bleistreifen angelötet, zwischen dem und dem Zinkstreifen die Deckung liegt. Etwa eintretendes Wasser unter dem fest aufgedrückten biegsamen Bleistreifen wird durch den Zinkstreifen, der unter den Ziegeln eine Aufkantung hat, in die Dachrinne geleitet. Ähnlich ist die Verwahrung am Brandgiebel, also am Anstoß an eine senkrechte Wand; nur wird dann der Zinkstreifen in eine in den Giebel eingearbeitete Nut zuerst mit Haken genagelt und dann mit Mörtel eingespeist.

μ) *Eindeckung der Kehlen und Grate.* Während die Grate leicht und genau so wie die Firste, also mit Hohlziegeln, einzudecken sind (s. die später folgenden Abb. 385 bis 400), ebenso der Übergang vom First in die Grate, ist das Eindecken der Kehlen schwieriger und erfordert ganz besondere Sorgfalt, sowie tüchtige Arbeiter. Die einzige schön aussehende Art der Kehlendeckung veranschaulicht Abb. 385, wobei die Kehle durch besondere Kehlensteine eingedeckt ist. Die Kehle muß vorher verschalt werden, damit eine Ausrundung derselben entsteht, der sich die Kehlziegel anpassen können. Eine andere Art, die Kehle durch Blech zu dichten, das die Dachsteine der anstoßenden Flächen überdecken, ist unschön, weil dadurch die Dachfläche, die in Abb. 385 eine gleichmäßige Fläche bildet, unterbrochen wird. Die Abb. 385 bis 400 enthalten einige Ziegelformen in Normalformat, darunter auch einen Kehlziegel in konischer Form.

Abb. 358 bis 362. Deckung mit Hohlziegeln.

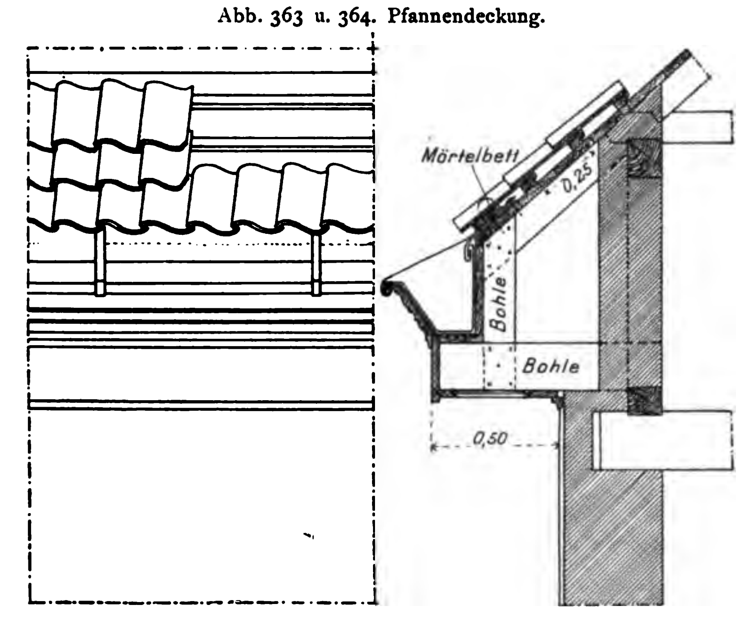


ν) *Die Deckung mit Hohlziegeln* ist in den Abb. 358 bis 362 veranschaulicht und kann, wenn in richtiger Weise und am rechten Platz verwendet, sehr schön aussehen. Sie besteht aus zwei übereinanderliegenden Lagen Hohlziegeln, von denen die untere Lage, Nonnen genannt, mit der konkaven Seite nach oben, mittels der Nasen so auf die Latten gehängt werden, daß ein schmaler Zwischenraum entsteht, der durch die mit ihrer konvexen Seite nach oben liegenden Steine, Mönche genannt, abgedeckt wird. Die Dichtung der Fugen geschieht durch Mörtel.

ξ) *Die Pfannendeckung*, in den Abb. 363 u. 364 vorgeführt, wird mit Dachsteinen hergestellt, deren Oberfläche S-förmig gekrümmt ist, wodurch das Dach, wie auch durch

die Hohlziegeldeckung, nicht das glatte flache Aussehen der Biberschwanzdeckung, sondern ein in manchen Fällen sehr erwünschtes Relief erhält, welches es schwerer und massiger aussehen läßt. Die Steine, die 25—40 cm lang und 20—25 cm breit sind, hängen wieder mit Nasen an den Latten. Die Überdeckung der Steine in der Längsrichtung muß mindestens 10 cm betragen. Die Fugen werden wieder mit Mörtel und zwar mit Haarkalkmörtel gedichtet.

Abb. 363 u. 364. Pfannendeckung.



Die Pfannendeckung ist nicht besonders dicht, welcher Umstand eine Verbesserung wünschenswert machte, die zwar in konstruktiver Hinsicht durch die verschiedenen Arten von Falzziegeln erreicht wurde, deren Äußeres jedoch an Schönheit viel zu wünschen übrig läßt, da durch die Falze, mit denen die Ziegel ineinandergreifen, ein vielfach unschönes Aussehen verursacht wird (s. Abb. 398).

b) Schieferdeckung. Während die Ziegel ein künstliches Deckmaterial bilden, sind die Schiefer ein natürliches. Der Schiefer wird in Brüchen in großen dicken Platten gebrochen und diese werden dann in dünnere 3—6 mm starke Tafeln gespalten, die als Handelsware in verschiedenen Größen und Stärken zu haben sind und aus denen sich der Dachdecker seine zur Deckung benötigten Formen, Schablonen genannt, mit dem Schieferhammer zurichtet. Die bedeutendsten Fundgegenden für Schiefer sind Rhein und Mosel, ferner Harz, Thüringen, Lahn, Fichtelgebirge und Taunus. Guter Schiefer muß eine glatte Oberfläche haben, darf nicht abblättern, nicht brüchig sein, muß sich gut lochen lassen, darf nur wenig Wasser aufsaugen und soll, wenn mit dem Hammer angeschlagen, einen hellen metallischen Klang geben. Die Farbe bietet ebenfalls Anhaltspunkte für gute Beschaffenheit, indem diese bei gutem Schiefer meist eine tief blauschwarze ist. Je heller die Farbe, desto weniger dauerhaft ist im allgemeinen der Schiefer. Englische, belgische und französische Schiefer werden manchmal auch verwendet, sind aber naturgemäß bedeutend teurer als deutsche.

Die Schieferdeckung bietet die Möglichkeit, das Dach flacher machen zu können als bei Ziegeldeckung; doch sind, wie schon an anderer Stelle erwähnt wurde, aus Schönheitsgründen bestimmte Grundsätze aufgestellt worden, die für alle Deckungen einzuhalten sind, selbst wenn diese eine flachere Neigung vertragen könnten. Überdies ist ein steiles Dach, weil das Wasser rascher davon abfließt, dichter als ein flaches, bei dem der langsamere Wasserabfluß ein Aufsaugen des Wassers in die Deckfugen begünstigt. Die zur Deckung verwendeten Schiefer können verschiedenartige Formen haben; von diesen sind gewisse Formen bei den verschiedenen Deckungsarten, die im nachstehenden besprochen werden sollen, die gleichen oder doch ähnliche, was durch dieselbe Aufgabe, die sie zu erfüllen haben, bedingt ist. So sind die Steine an der First, der Traufe, dem Ort usw. jeweils einander ziemlich ähnlich, wenn nicht sogar dieselben.

Man unterscheidet unter den am meisten üblichen Deckungsarten zwei, die einfache deutsche Deckung und die doppelte englische. Ehe aber diese Deckungen selbst erläutert werden, sind die verschiedenen üblichen Bezeichnungen der einzelnen Steine usw. anzugeben. Die in den nachfolgenden Abbildungen stehenden Buchstaben bedeuten:

a = Firstgebinde.
b = linker Ort bzw. linkes Ortgebinde.
c = rechter Ort bzw. rechtes Ortgebinde.
d = Schlußstein.
e = Linkortstein.
f = linker Eckfußstein.
g = hoher Fußstein.
h = Gebindefußstein.
i = rechter Eckfußstein.
k = Stichstein.
l = Stichgebinde.
m = großer Rechtortstein.
n = kleiner Rechtortstein.
o = Einfäller.
p = Schlußstein.
q = Wasserstein.
r = Deckstein.
s_1 = Firststein.
s_2 = Schlußstein.
t = Rechtortstein am geraden Ort.
u = Kehlstein.
v = Einfäller.
w = Walmschlußstein.
x_1 = linker Strackortstein.
x_2 = rechter Strackortstein.
y = Wasserstein.

α) *Die englische Doppeldeckung.* Eine doppelte Deckung mit rechteckigen Schablonen — so heißen die einzelnen Decksteine — ist in Abb. 366 gezeichnet. Es ist dieselbe Deckart wie bei der doppelten Deckung in Ziegel, indem der obere Stein immer über den dritten unter ihm liegenden übergreift. Die einzelnen Schablonen sind mit zwei verzinkten breitköpfigen Eisennägeln entweder auf eine Lattung oder auf eine 25 mm starke Schalung genagelt. Auch für die deutsche Deckung gilt, daß die Schalung des Werfens wegen aus möglichst schmalen Brettern bestehen soll und daß sie mit langen Nägeln fest auf die Sparren genagelt sein muß.

Mit großem Vorteil legt man sofort nach Fertigstellung der Schalung auf diese eine Lage dünner Dachpappe, um etwaigen Regen vor Vollendung der Schieferdeckung von der Schalung abzuhalten und so ein Quellen zu verhindern. Auch hält diese Dachpappe das sich unter der fertigen Schieferdeckung bildende Schwitzwasser bei eintretendem Temperaturwechsel von der Schalung fern und leitet etwaiges durch Undichtwerden der Deckung eindringendes Wasser unmittelbar in den Dachkanal. Die rechteckigen Schablonen können auch mit beliebigen Formen gehauen werden.

β) *Die deutsche einfache Deckung* wird ebenfalls mit verschieden geformten Schablonen ausgeführt. Die spezielle charakteristische deutsche Deckung ist die sog. Schuppendeckung, die in den Abb. 368 bis 384 dargestellt und seit Jahrhunderten angewendet wird.

Abb. 365 zeigt die einfache Deckung mit rechteckigen Schablonen. Die Decksteine oder Schablonen greifen sowohl in der Längs- wie Querrichtung übereinander, und laufen die einzelnen Gebinde nicht wagerecht wie in Abb. 366, sondern unter 45° geneigt. Am First, der Traufe und den Giebeln bzw. dem Ort sind besondere Gebinde notwendig, deren Steine andere Formen haben müssen als die Decksteine.

Die Neigung der Deckgebinde, ob nach rechts oder links, wird durch die Lage der Dachfläche zur Wetterseite bedingt, damit der Regen nicht in die Fugen getrieben wird. Diese Gebinde müssen daher eine der Wetterrichtung entgegenwirkende Neigung bekommen. Bei Abb. 365 ist die Wetterrichtung von rechts kommend angenommen, was auch die Lage des Firstgebindes zeigt, dessen Fugen ebenfalls immer dem Wetter abgekehrt angeordnet werden müssen.

Sechseckige spitzwinklige Schablonen in einfacher Deckung zeigt Abb. 367. Das Ortgebinde, Strackort genannt, mit rechteckigen Schablonen gedeckt, weist hier wie in Abb. 368 Formschablonen auf. Es ist besser das linke Ortgebinde bei nach rechts ansteigenden Deckgebinden nicht wie in Abb. 365 u. 368 zu decken, sondern mit Stichsteinen, wie in Abb. 372 u. 377, weil sonst leicht das Wasser unter das Ortgebinde laufen kann. Das rechte Ortgebinde wird aber, so wie es die Abb. 365, 367 u. 368 zeigen, mit Strackort gedeckt (s. Abb. 377). Neigen die Fugen nach links, so wird der linke Ort wie in Abb. 365 usw. mit Strackort gedeckt, der rechte Ort dagegen mit Stichsteinen.

Das Fußgebinde kann mit gleichhohen Steinen, wie sie die Abb. 367 u. 368 zeigen, gedeckt sein, was dann bedingt, daß die unteren an das Fußgebinde stoßenden Schablonen der Deckgebinde so gehauen werden müssen, daß deren Unterkanten eine wagerechte Linie bilden.

Das Firstgebinde der, der Wetterseite zugekehrten Dachfläche steht über das Firstgebinde der, der Wetterseite abgekehrten Dachfläche um 6—8 cm vor, damit der Wind den Regen nicht in die Fuge treiben kann. Diese Fuge wird, wie auch manche anderen auf andere Weise nicht zu dichtenden Fugen mit Schieferkitt, bestehend aus Asphalt und Kreide, gedichtet.

Abb. 365. Einfache deutsche Deckung mit rechteckigen Schablonen.

Abb. 366. Englische Doppeldeckung.

Abb. 367. Einfache deutsche Deckung mit sechseckigen spitzwinkligen Schablonen.

Abb. 368. Einfache deutsche Dekung mit Schuppenschablonen.

γ) *Die deutsche einfache Schuppendeckung* zeigt Decksteine von einer schuppenähnlichen Form (Abb. 368), wobei jeder Stein an zwei Kanten von dem darüber- und danebenliegenden Stein überdeckt wird. Die Neigung der Gebinde richtet sich nach derjenigen des Daches; ein flaches Dach erfordert größere, ein steiles geringere Neigung der Deckgebinde. Diese Neigung der Deckgebinde hat den Zweck, daß das an den Kanten der Steine herabfließende Wasser am tiefsten Punkt eines jeden Steines abtropft. Die seitliche Überdeckung macht man ungefähr 6 cm, diejenige des oberen Gebindes

Abb. 369 bis 371. Eindeckung einer Walmfläche.

Abb. 369. Linkortdeckung. Abb. 370. Walmdeckung. Abb. 371. Rechtortdeckung.

Abb. 372 bis 376. Eindeckung einer rechteckigen Dachfläche.

Abb. 377 bis 384. Links gedeckte Kehle.

Abb. 378. Deutsche Doppeldeckung.

Schnitt durch die Kehle.

Abb. 385 bis 400. Kehlendeckung in Ziegel, Reparaturhaken, eingedeckter Kanal und Schneefang.

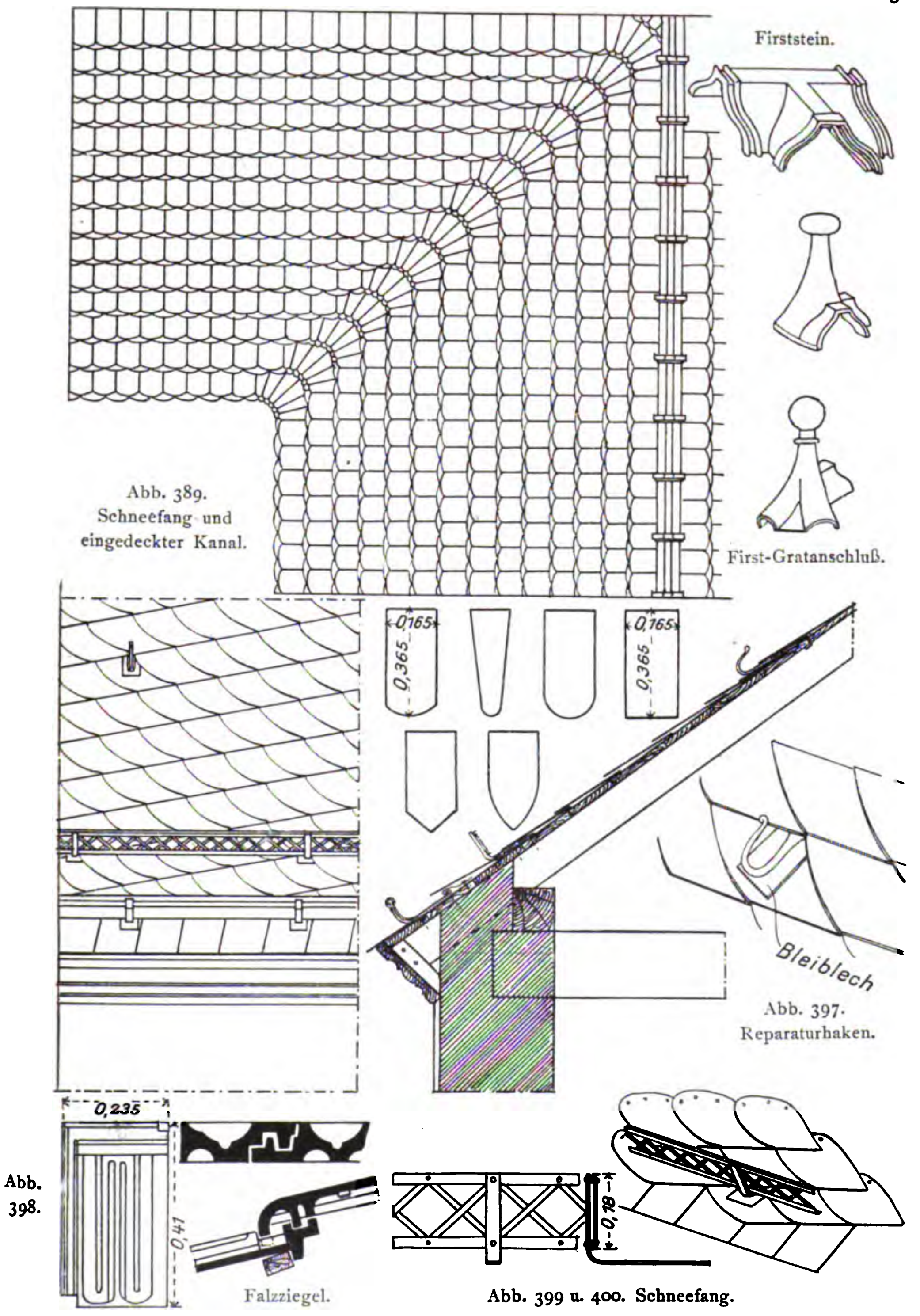


Abb. 389. Schneefang und eingedeckter Kanal.

Abb. 397. Reparaturhaken.

Abb. 398. Falzziegel.

Abb. 399 u. 400. Schneefang.

mit dem darunterliegenden etwa 10 cm groß. Jeder Stein wird mit zwei, und wenn die Schablonen groß gewählt werden, mit drei Nägeln genagelt, wobei aber beachtet werden muß, daß jeder Deckstein nur auf einem und demselben Brett, nicht etwa auf zwei

Brettern genagelt wird, weil sonst durch das Arbeiten des Holzes der Stein auseinandergesprengt werden würde.

Abb. 370 zeigt die Eindeckung einer Walmfläche mit Schuppenschablonen. Die Grate können mit Strackortsteinen, also wie in Abb. 368, oder mit Ort- und Stichsteinen wie in Abb. 370 gedeckt sein. Die Deckung der zu diesem Walm gehörigen anstoßenden Dachflächen geschieht für den Linkort bzw. dessen Zusammentreffen mit dem First nach Abb. 369, die des Rechtort nach Abb. 371.

Die Deckung einer rechteckigen Dachfläche erfolgt nach Abb. 372, wobei die Fußsteine verschieden hoch und je nach dem Auslaufen der Deckgebinde gerichtet sind. Die Kehlen werden je nach der Wetterrichtung, wie auch die Dachflächen, entweder rechts oder links gedeckt. In Abb. 377 ist eine links gedeckte Kehle dargestellt, die mit einem Brett ausgefüttert ist, um keinen zu starken Knick zu bekommen. Die Kehlsteine sind schmal, höchstens 15 cm breit und greifen unter die Deckgebinde. Die Eindeckung der Kehlen erfordert viel Sorgfalt, wenn sie gut dicht werden sollen.

δ) *Die deutsche doppelte Deckung.* Wenn die einzelnen Gebinde die darunterliegenden um etwas mehr als die Hälfte ihrer Breite überdecken, so daß der dritte untenliegende Stein noch vom obersten überdeckt wird, so entsteht wieder die Doppeldeckung. Abb. 378 zeigt eine solche deutsche doppelte Deckung.

ε) *Reparaturhaken.* Um auf einer Dachfläche kleinere vorzunehmende Reparaturen ausführen zu können, bedarf der Dachdecker sog. Reparaturhaken, um seine Leiter in ihnen festhängen zu können. Diese Haken sind in der Schalung befestigt und in der Dachfläche eingedeckt (s. Abb. 397).

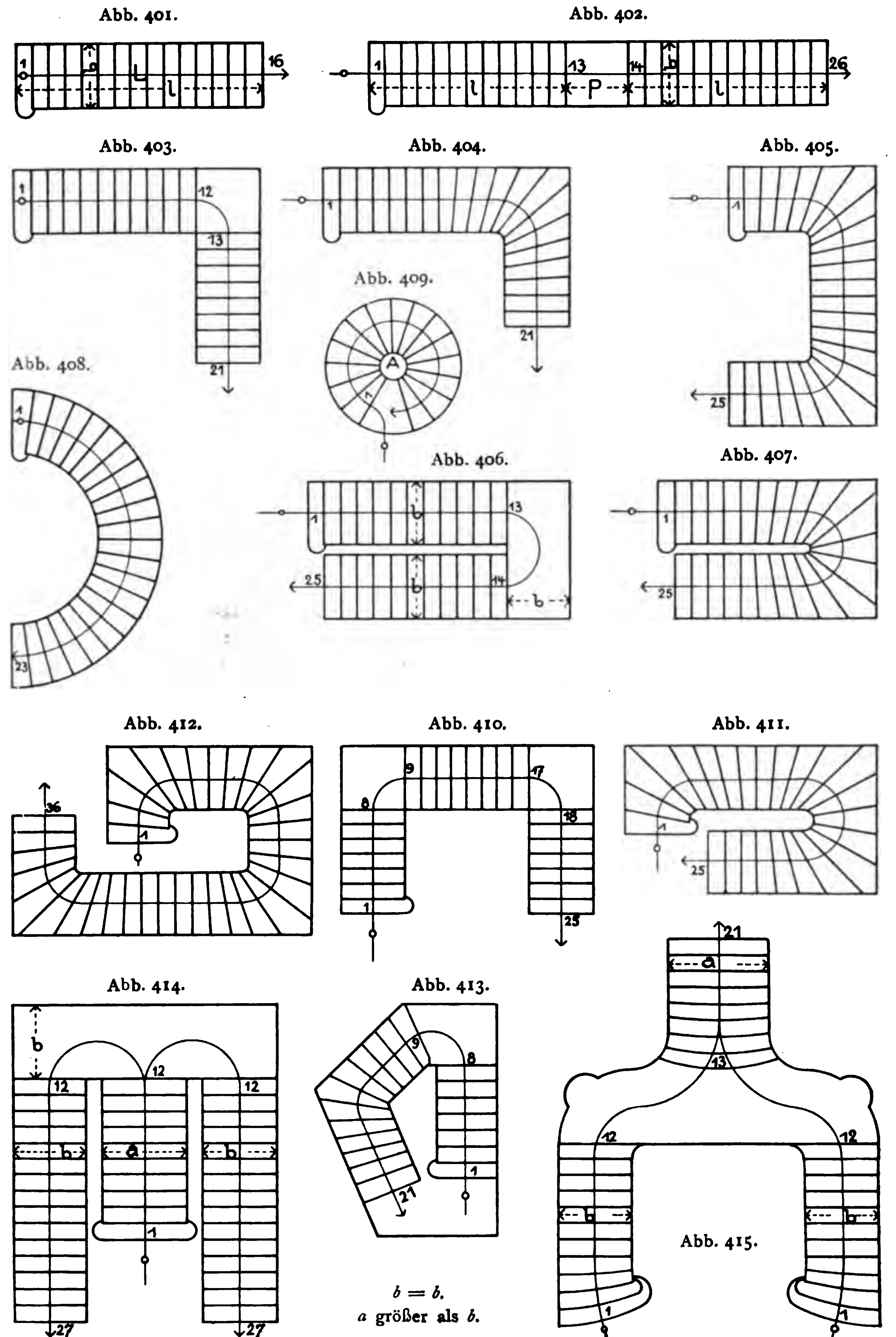
ζ) *Schneefänge.* Um bei Schneefall zu verhindern, daß bei eintretendem Tauwetter plötzlich der ganze auf der Dachfläche liegende Schnee auf die Straße niederstürzt, wodurch Unglücksfälle hervorgerufen werden können, bringt man ungefähr 30—60 cm von der Traufe entfernt einen Schneefang an. Dieser kann aus einem Eichenbrett oder auch, was besser ist, aus einem verzinkten Eisengitter bestehen, das an starken eingedeckten verzinkten Eisen befestigt wird (s. Abb. 389, 399 u. 400).

η) *Der eingedeckte Kanal.* Die eben angeführten Abbildungen zeigen in Ansicht und Schnitt ein verschaltes Sparrengesims, aber nicht wie die seither betrachteten, mit einem Hängekanal, sondern mit einem sog. eingedeckten Kanal, der ungefähr 30 cm von der Traufe entfernt sitzt und von den untersten Kanten der Decksteine überdeckt wird. Seine Form muß im Querschnitt unbedingt so gestaltet sein, daß die vordere Kante tiefer liegt als seine auf dem Dach liegende hintere Kante, weil sonst bei Überfüllung der Rinne das Wasser unter die Deckung und in das Haus hineinlaufen würde. Bei allen eingedeckten Eisenteilen wie Reparaturhaken, Schneefangeisen und Kanaleisen legt man unter die Eisenteile eine Bleiplatte, um dadurch bei etwaigem Zerdrücktwerden des Schiefers die Bruchfuge zu decken.

§ 21. Treppen in Holz.

a) Einleitung. Die aus Holz hergestellten Treppen, welche demselben Zwecke wie die Steintreppen dienen, nämlich ein höher gelegenes Geschoß mit einem tiefer liegenden zu verbinden, unterscheiden sich doch wesentlich von den Steintreppen. Denn während die letzteren im Freien Verwendung finden und daher imstande sein müssen, der Witterung widerstehen zu können, kann man die Holztreppen nur im Innern der Gebäude verwenden. Nach dem Zwecke, dem sie dienen, unterscheidet man Haupt- und Nebentreppen, sowie Speicher- und Kellertreppen. Dient die Treppe in einem Miethause dem Verkehr mehrerer Bewohner, so ist sie in einem besonderen von der Straße oder dem Hof aus zugänglichen Treppenhaus unterzubringen. In einem Ein-

Abb. 401 bis 415. Grundrißformen von Treppen.



$b = b$.
a größer als b.

familienhause dagegen kann sie sich in der Diele befinden und dieser einen besonderen Charakter verleihen.

b) Grundrißformen der Treppen. Der zu überwindende Höhenunterschied zwischen einem Stockwerk und dem andern, der zur Verfügung stehende Platz für die Treppe, sowie deren Verwendung sind für die Grundrißform derselben bestimmend. In Abb. 401 ist eine einarmige, geradläufige Treppe dargestellt, die so genannt wird, weil der unterste und oberste Tritt, d. h. der An- und Austritt des Treppenarmes oder Laufes an einem geraden Laufe sitzen. *b* ist die Treppenbreite und zwar von außen bis außen gemessen, *l* die Lauflänge von Vorderkante Antritt bis Vorderkante Austritt, *L* die Lauflinie, die mit Ausnahme der Treppenform in Abb. 109 in der Mitte des Laufes liegt und auf der bei der Konstruktion der Treppe die einzelnen Tritte aufgetragen werden; sie stellt also die ganze Lauflänge dar. Abb. 402 zeigt eine einarmig geradläufige Treppe mit Absatz (bei *P*), der Podest heißt und den Zweck hat, beim Begehen der langen Treppe einen Ruheplatz zu schaffen, auf dem man mindestens zwei Schritte in wagerechter Ebene machen kann, die gegenüber dem Steigen der Treppe ein Ausruhen bedeuten.

Abb. 403 führt eine zweiarmig geradläufige rechtwinklig gebrochene Treppe mit Eckpodest vor, während die in Abb. 404 gezeichnete, welche dieselbe Trittzahl wie Abb. 403 hat, aber dadurch, daß das Eckpodest in Tritte aufgelöst ist, eine geringere Lauflänge besitzt und daher weniger Platz beansprucht, eine zweiarmige einviertel gewundene Treppe heißt. Abb. 405 gibt den Grundriß einer dreiarmigen halbgewundenen Treppe, die halbgewunden genannt wird, weil man beim Begehen der Treppe vom Antritt 1 bis zum Austritt 25 mit seinem Körper eine halbe Wendung ausgeführt hat. Abb. 406 zeigt eine zweiarmige geradläufige Treppe mit Podest, bei der aber die Podestbreite mindestens so groß wie die Treppenbreite sein muß. In Abb. 407 ist eine zweiarmig halbgewundene Treppe dargestellt.

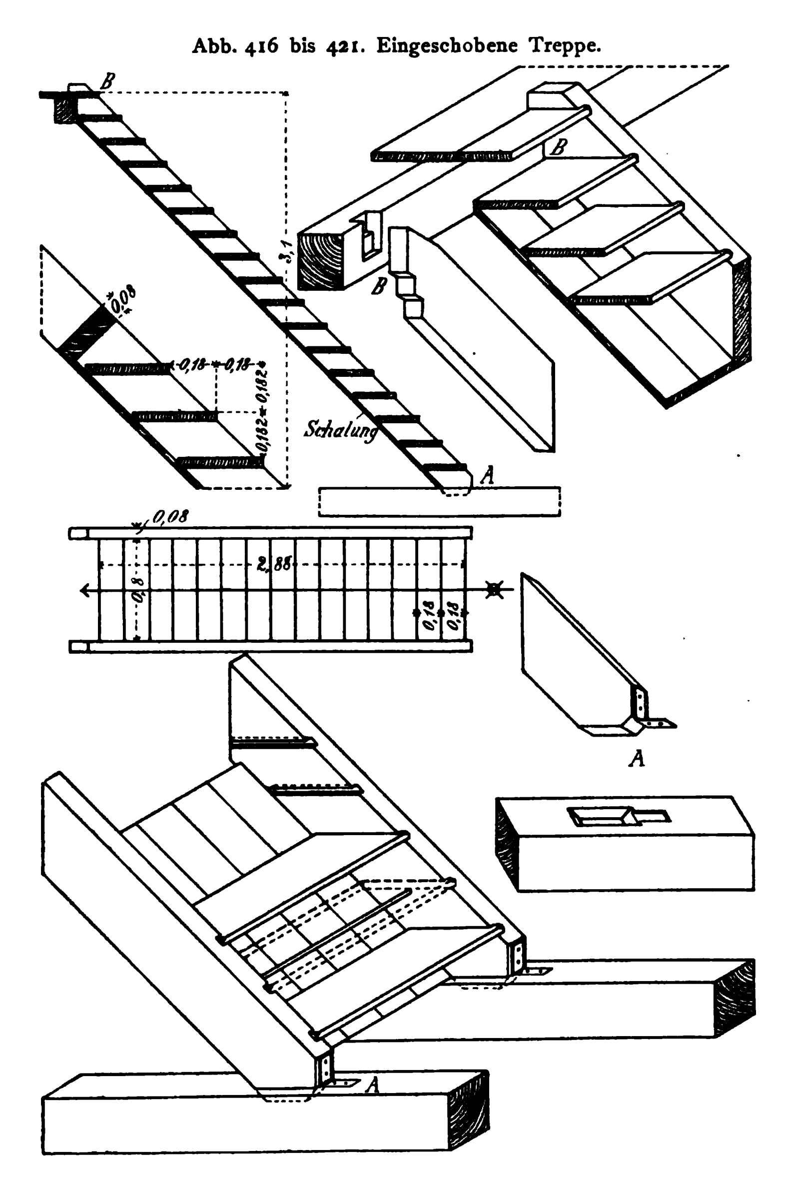
Abb. 408 zeigt eine halbgewundene Treppe, Abb. 409 dagegen eine ganzgewundene oder Wendeltreppe. Die Lauflinie darf bei der letztgenannten Treppe der guten Begehbarkeit wegen nicht in der Mitte der Laufbreite liegen, sondern muß mehr nach außen, ungefähr $^2/_5$ der Laufbreite von der Wand entfernt, gerückt werden. In Abb. 410 ist eine dreiarmige Treppe mit 2 Eckpodesten, in Abb. 411 eine zweiarmige dreiviertel gewundene Treppe, in Abb. 412 eine vierarmige Treppe mit ganzer Wendung, in Abb. 413 eine zweiarmig gebrochene Treppe mit Eckpodest und in Abb. 414 eine dreiarmige Treppe mit einem Antritt und zwei Austritten dargestellt. Bei der letzteren Treppe muß der Antrittslauf breiter sein als ein Austrittslauf, während das Podest so breit als ein solcher ist. Abb. 415 endlich zeigt eine dreiarmige Treppe mit zwei Antritten und einem Austritt, wobei der Austrittslauf breiter sein muß als ein Antrittslauf.

c) Die einzelnen Teile einer Holztreppe sind: Die tragenden Teile oder die Wangen, die 6—8 cm stark sind und die Tritte oder Trittstufen tragen, die in die beiden Wangen eines Laufes eingestemmt sind. Gewöhnlich läuft ein Treppenarm an einer Wand entlang. Die Wange, die an der Wand liegt und an dieser mittels Flach- oder Bankeisen befestigt ist, heißt Wandwange und ihre Stärke beträgt 6 cm. Die Wange dagegen, die frei im Raum läuft, wird Öffnungswange genannt und ihre Stärke ist größer, d. h. gleich 8 cm. Als Trittstärke werden 5 cm angenommen. Das zwei Trittstufen verbindende senkrechte Brett (s. Abb. 428) heißt Setzstufe und ist mit 2 cm stark genug.

d) Eingeschobene Treppen. Eine solche untergeordnete oder Speichertreppe zeigen die Abb. 416 bis 421 in allen Einzelheiten. Die Stockhöhe beträgt hier 3,1 m, was bei

17 Steigungen eine Steigung von 0,182 m ergibt. Der Auftritt bei einer eingeschobenen Treppe sollte nicht unter 0,18 m gemacht werden; das ergibt: da 17 Steigungen 16 Auftritte haben, eine Lauflänge von 16 × 0,18 = 2,88 m. Die Wangen sind 8 cm, die Trittstufen 4 cm stark; unterhalb der Tritte ist den Wangen entlang eine Schalung genagelt. Das eine isometrische Detail zeigt den Punkt *A*, d. h. den Antritt mit seiner Befestigung auf dem Balken mittels Einlassung in diesen und durch ein winklig

Abb. 416 bis 421. Eingeschobene Treppe.



gebogenes Flacheisen. Unter dem zweiten einpunktierten Tritt ist die am An- und Austritt notwendig werdende eiserne Verbindungsstange der Wangen sichtbar. Das andere isometrische Detail zeigt den Punkt *B*, d. h. den Austritt mit der Befestigung der Wangen in einem Balkenwechsel.

e) **Gestemmte Treppen.** Wohnhaustreppen oder Stocktreppen sind solider und schöner, sowie aus besserem Material zu konstruieren als die vorbesprochenen Treppen. Während Speichertreppen durchweg aus Tannen- oder Kiefernholz gefertigt werden, sind

Abb. 422 bis 428. Gestemmte Treppe.

Abb. 422 u. 423. Krümmling. **Abb. 424. Verstreckungs-Schablone.**

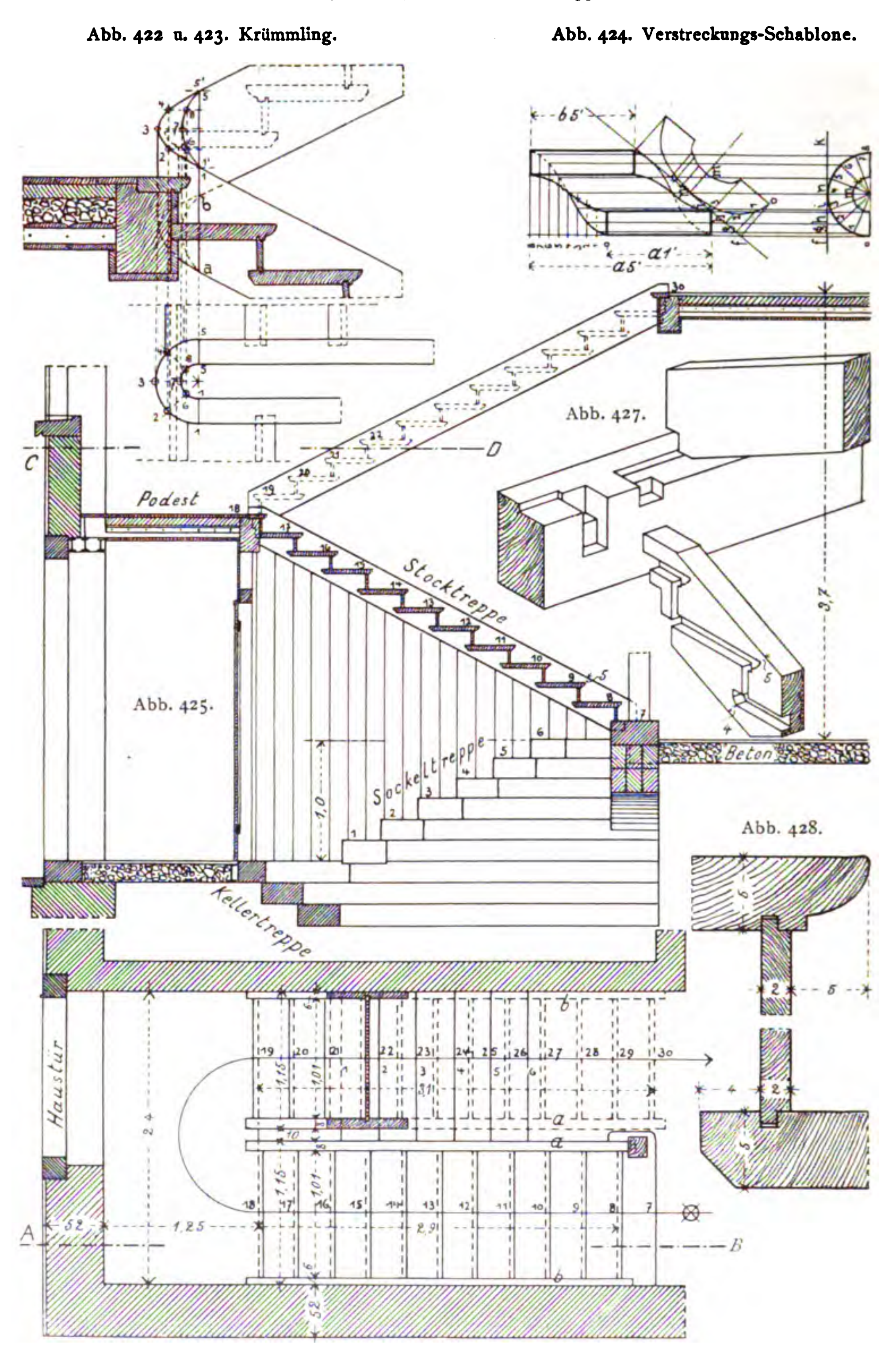


Abb. 426. Grundriß.

die Wohnhaustreppen, wenigstens in besseren Fällen, ganz aus Eichenholz oder doch zum mindesten die Trittstufen aus diesem hergestellt, während die Wangen und Setzstufen aus Tannenholz sein können. Die Abb. 422 bis 428 zeigen eine vom Erdgeschoß nach dem ersten Obergeschoß führende Stocktreppe mit Podest. Das Erdgeschoß liegt 6 Tritte höher als der Hausgangboden, der um die Türbank, d. h. um 0,15 m über dem Gehweg liegt. Diese sechs Tritte heißen Sockeltreppe (Abb. 425), weil sie die Sockelhöhe von 1,0 m überwinden.

Vom Erdgeschoß führt eine zweiarmige geradläufige Treppe mit Podest nach oben (Abb. 426). Der Antritt, d. h. der Tritt 7 im Erdgeschoß ist immer aus Stein; auf ihm sitzen die beiden Wangen in Zapfenlöchern, während deren obere Enden in einen Balken eingezapft sind (Abb. 427). Der Schnitt einer Treppe wird immer durch den Antrittslauf geführt und so dargestellt, daß der Austrittslauf in der Ansicht erscheint (s. Abb. 425). Dadurch wird die immer unter dem Antrittslauf einer Stocktreppe liegende Kellertreppe ebenfalls geschnitten. Der Grundriß wird so dargestellt, daß man die Treppe in beliebiger Höhe schneidet; in Abb. 426 geschah dies zwischen dem 21. und 22. Tritt, weshalb die Tritte unterhalb des 21. alle ausgezogen, die oberhalb dieses liegenden dagegen nur punktiert sind.

Die Wangen und die Setzstufe erscheinen in dem Horizontalschnitt (Abb. 426). Die Stockhöhe von 3,7 m ist mit 24 Steigungen vom Erdgeschoß aus überwunden, wobei bis zum Podest deren 12 vorhanden sind. Diese 12 Steigungen ergeben aber im Grundriß, sowohl im Antritts- wie im Austrittslauf, nur 11 Auftritte, so daß bei dieser Treppe mit Podest nur 22 Auftritte in Betracht kommen. Bei einer Podesttreppe hat man mithin jedesmal 2 Auftritte weniger als Steigungen, während bei einer einarmigen Treppe die Anzahl der Auftritte nur um 1 geringer ist als diejenige der Steigungen. In Abb. 425 u. 426 beträgt die Steigung $\frac{3{,}7\text{ m}}{24} = 15{,}4$ cm; der Auftritt dagegen $\frac{3{,}1\text{ m}}{11} = 28$ cm. Die Lauflänge ist im Grundriß nicht von Vorderkante zu Vorderkante der betreffenden Tritte, sondern von Vorderkante Setzstufe bis Vorderkante Setzstufe eingeschrieben; man nennt dieses Maß den Grund der Treppe oder die Lauflänge von Grund zu Grund.

Die Tritte und Setzstufen sind in die Wangen eingestemmt (Abb. 427) und zwar 3 cm tief. Die Setzstufe sitzt in einer Nut in der oberen und unteren Trittstufe, deren Vorderkante profiliert sein kann (s. Abb. 428 und Abb. 434 bis 439). Während in Abb. 425 die Öffnungswangen jede für sich an den Podestwechselbalken anfallen, werden in Abb. 422 u. 423 die beiden Wangen durch ein im Grundriß halbkreisförmiges, im Aufriß schraubenförmiges Holzstück, Krümmling genannt, miteinander verbunden. Abb. 424 zeigt die Austragung des Krümmlings mittels der Verstreckungsschablone. Krümmlinge werden aber in heutiger Zeit in der Praxis selten, fast nicht mehr verwendet, weil sie schwer herzustellen sind und die Treppen verteuern, ohne sie zu verbessern.

f) Gewendelte oder verzogene Treppen. Geradläufige Treppen mit Podest sind zwar sehr bequem begehbar, erfordern aber viel Platz und sind aus diesem Grunde nicht überall verwendbar. Wo der Raum für eine Treppenanlage sehr beschränkt ist, löst man daher das Podest in Tritte auf, wodurch viel Platz gewonnen wird. Die ganze Treppe besteht dann wie in Abb. 431 aus lauter Tritten, die aber nicht wie bei der geradläufigen Treppe alle senkrecht auf den Wangen stehen, sondern unter einem Winkel zu diesen gerichtet sind und sich zuspitzen. Man heißt dieses Drehen des Laufes von einer Richtung in eine entgegengesetzte das Wendeln, und das Herumziehen der Tritte um einen Drehpunkt das Verziehen.

Abb. 429 bis 439. Gewendelte oder verzogene Treppe.

Abb. 429 u. 430. Verziehungskonstruktion.

Abb. 432. Abwicklung des Krümmlings.

Abb. 433.

Abb. 431. Grundriß.

Abb. 434 bis 439. Profilierung der Trittstufen.

In Abb. 430 fallen die Tritte an einen Krümmling an, der die Antrittswange in sanft schraubenförmiger Linie in die Austrittswange überführt. In diesem Fall ist ein Krümmling notwendig, der aber in einfacheren Fällen durch ein massives Holz ersetzt werden kann, das als Pfosten bis auf den Boden reicht oder als kurzer Hängepfosten freitragend ist.

Hat man eine gewendelte Treppe zu projektieren, so geschieht dies folgendermaßen: Zuerst ermittelt man die Anzahl der Steigungen bzw. Tritte, die sich für den in Abb. 430 u. 431 dargestellten Fall bei 3,36 m Stockhöhe und einer Steigung von 0,16 m zu $\frac{3{,}36 \text{ m}}{0{,}16} = 21$ Steigungen bzw. 20 Auftritten ergibt. Die letzteren sind auf der Lauflinie anzutragen. Im vorliegenden Falle sind 0,26 m als Auftrittsmaß angenommen, was eine Lauflänge von $20 \times 0{,}26$ m $= 5{,}20$ m von Grund zu Grund ergibt. Beim Begehen der Treppe nach oben stehen nun dem Fuß, wenn der Auftritt bzw. die Trittstufe ein Profil hat, nicht nur 0,26 m, sondern 0,26 m + Profilvorsprung mit etwa 4 cm, d. h. 0,30 m zur Verfügung. Beim Abwärtssteigen hat man allerdings nur 0,26 m Auftritt, was aber als genügend erachtet werden kann; doch sollte er niemals geringer angenommen werden. Die Abb. 430 u. 431 stellen die kleinste mögliche Konstruktion einer bequemen Holztreppe bei der dort gegebenen Stockhöhe dar.

Durch Annahme eines größeren Steigungsmaßes, z. B. statt 0,16 m etwa 0,177 m, hätte man 2 volle Steigungen an der Treppe sparen können, also statt 21 nur 19 Steigungen bekommen. Die Lauflänge hätte dann nur $18 \times 0{,}26$ m $= 4{,}68$ m betragen. Aber diese Treppe wäre nicht so bequem begehbar gewesen; auch muß man bedenken, daß eine gewendelte oder verzogene Treppe überhaupt nicht besonders gut zu begehen ist, weshalb die Steigung nie zu groß angenommen werden darf. 0,16 m für diese ist ein bequemes Maß, das ohne dringenden Grund nicht überschritten werden sollte.

Bei einer geradläufigen Treppe mit Podest ist dies etwas anders; dort kann die Steigung bis 0,18 m, im Notfalle auch zu 0,185 m angenommen werden, weil man die Lauflänge durch das Podest, das ein Ausruhen ermöglicht, in zwei Teile geteilt hat, was besonders dann willkommen ist, wenn eine Treppe eine große Stockhöhe zu überwinden hat. In Mietshäusern ist nur eine geradläufige Treppe und zwar am besten eine solche mit Podest empfehlenswert, weil auch an das bequeme Ein- und Ausziehen der Mieter gedacht werden muß. Die gewendelte Treppe sollte daher nur als Nebentreppe oder in einem Einfamilienhaus Verwendung finden. Eine zweiläufige Treppe mit einer $^1/_4$-Wendung und einem Eckpodest wäre schon günstiger, verlangt aber wieder mehr Platz.

Die Verziehung der Tritte geschieht nach einer bestimmten Konstruktion, die in Abb. 429 dargestellt ist. Der vierte bis einschließlich achtzehnte Tritt sind verzogen (Abb. 431), aber nicht etwa derart, daß deren Vorderkanten nach einem einzigen Punkte laufen würden. Dies hätte zur Folge, daß die Auftritte an der Öffnungswange so schmal werden würden, daß man dort nicht gehen könnte, während die Trittbreiten an der Wandwange sehr groß wären und dadurch die Treppe an dieser Stelle schwer begehbar würde. Es muß deshalb eine Vermittlung des Auftrittsmaßes zwischen dem normalen Auftritt an der Lauflinie und demjenigen an der Öffnungs- und Wandwange angestrebt werden. Das Hilfsmittel dazu bietet die Verziehungskonstruktion in Abb. 429. Da der elfte Tritt gerade in der Mitte der sämtlichen verzogenen Tritte liegt, so braucht die Verziehung nur für eine Hälfte konstruiert zu werden; die andere wird dann genau gleich.

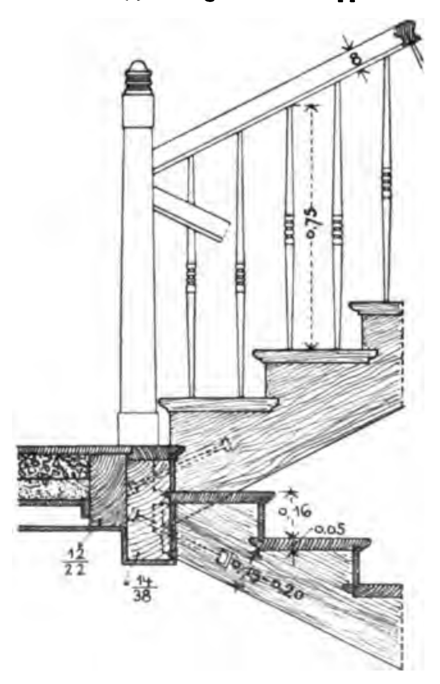
In Abb. 429 wird derart begonnen, daß die Steigungen von 0,16 m mindestens elfmal, von 0 bis 11 aufgetragen werden. Da die Tritte 1—3 gerade sind, so ist die

Steigungslinie, welche die Vorderkante der Tritte berührt, eine gerade Linie, während die Steigungslinie von Tritt 3 bis Tritt 11 bzw. 19 eine Kurve bildet, die in der Abbildung aber nur bis Tritt 11, d. h. bis zur Hälfte konstruiert ist. Die Abwicklung der Strecke *a—b* im Grundriß (Abb. 431) ist in Abb. 429 von *a* auf einer wagerechten Linie als *a*—3 aufzutragen. Verbindet man dann Punkt 11 mit Punkt 3, dann liegt zwischen diesen Punkten, die noch mit den Buchstaben *a* und *b* näher bezeichnet sind, die Kurve, die im Grundriß von *a—b* ansteigt. Werden nun in Abb. 429 die Punkte *a* und *b* durch eine gerade Linie miteinander verbunden und dann in deren Mitte, sowie im Punkt *a* zwei Senkrechte errichtet, so liefert der Durchschnittspunkt *c* dieser beiden Senkrechten den Mittelpunkt, von dem aus der Kreisbogen von *a* nach *b* zu schlagen ist, der die Abwicklung der Öffnungswangen - Oberkante darstellt.

Von den in 3 bis 11 senkrecht angetragenen Trittstufen zieht man nun Wagerechte nach diesem Bogen und erhält in den Schnittpunkten mit ihm die Vorderkanten der Trittstufen, die an der Öffnungswange liegen. Von diesen Punkten Senkrechte auf die Horizontale *a*—3 gefällt, ergeben auf dieser die Strecken *ad*, *de*, *ef* usw. Diese Längen im Grundriß (Abb. 431) von *a* bis *b* an die Öffnungswange angetragen, ergeben den Auftritt der Stufen an derselben. Um nun die Tritte im Grundriß einzuzeichnen, hat man nur von den Punkten an der Öffnungswange nach den auf der Lauflinie eingeteilten Tritten, also von *a* durch 3, von *d* durch 4, von *e* durch 5, von *f* durch 6 usw. Linien zu ziehen, welche die verzogenen Tritte darstellen.

Wie die Seitenansicht (Abb. 430) zeigt, sind sämtliche Wangen gekrümmt, was von den verzogenen Tritten herrührt. Zwischen dieser Seitenansicht und der Vorderansicht (Abb. 433) ist die Abwicklung der Öffnungswange einpunktiert und hierbei dieselbe Konstruktion wie in Abb. 429 zur Anwendung gekommen. Der in der Mitte dieser Abwicklung schraffierte Teil bezeichnet den Krümmling, dessen Grundriß, Ansicht und Abwicklung in Abb. 432, die keiner näheren Erläuterung bedarf, größer herausgezeichnet ist.

Abb. 440. Aufgesattelte Treppe.



g) Aufgesattelte Treppen. Bei den seither besprochenen Treppen sind die Trittstufen in die Wangen eingestemmt; die Trittstufen der aufgesattelten Treppe jedoch liegen auf den Wangen und stehen über die Öffnungswange mit einem Profil vor (Abb. 440). Die übrige Konstruktion ist wie bei den gestemmten Treppen, mit Ausnahme der Verbindung der Setzstufen mit den Wangen, die hier auf Gehrung zusammengearbeitet sind. Verzogene aufgesattelte Treppen können nicht hergestellt werden, nur geradläufige. Die aufgesattelten Treppen sehen sehr schön aus und werden nur für bessere Zwecke angewendet. Da bei ihnen der Tragfähigkeit wegen unterhalb der Stufen mehr Holz wie bei den gestemmten Treppen vorhanden sein muß, so ist ein höherer Wechselbalken an dem Podest und Stockwerk notwendig. Um eine gute Verbindung an diesen Wechseln zu bekommen, sind die Wangen durch Schraubenbolzen, die der Länge nach in der Wange verdeckt liegen, mit den Wechselbalken verbunden.

h) Treppengeländer. Abb. 440 zeigt ein Treppengeländer, das aus gedrehten Stäben besteht, die in die Tritte eingezapft sind und am oberen Ende in einer, gewöhnlich polierten Handleiste sitzen. Bei geradläufigen Treppen ist diese Handleiste in Pfosten gezapft, die sowohl am Podest als auch auf Stockhöhe angeordnet werden. Bei gewundenen Treppen ist die Handleiste samt dem Geländer, der Form der Wange entsprechend, gewunden; alsdann sind nur auf Stockhöhe Pfosten nötig. Bei den gestemmten Treppen dagegen sitzen die Geländerstäbe in der Öffnungswange. Die Geländerstäbe brauchen nicht unbedingt gedreht zu sein, sondern können auch einen quadratischen oder rechteckigen Querschnitt haben, oder durch ausgeschnittene Bretter ersetzt werden. Die Höhe des Geländers von Vorderkante Trittstufe bis Oberkante Handleiste, welch letztere eine der Hand bequeme Form haben muß, beträgt 0,80 bis 0,85 m.

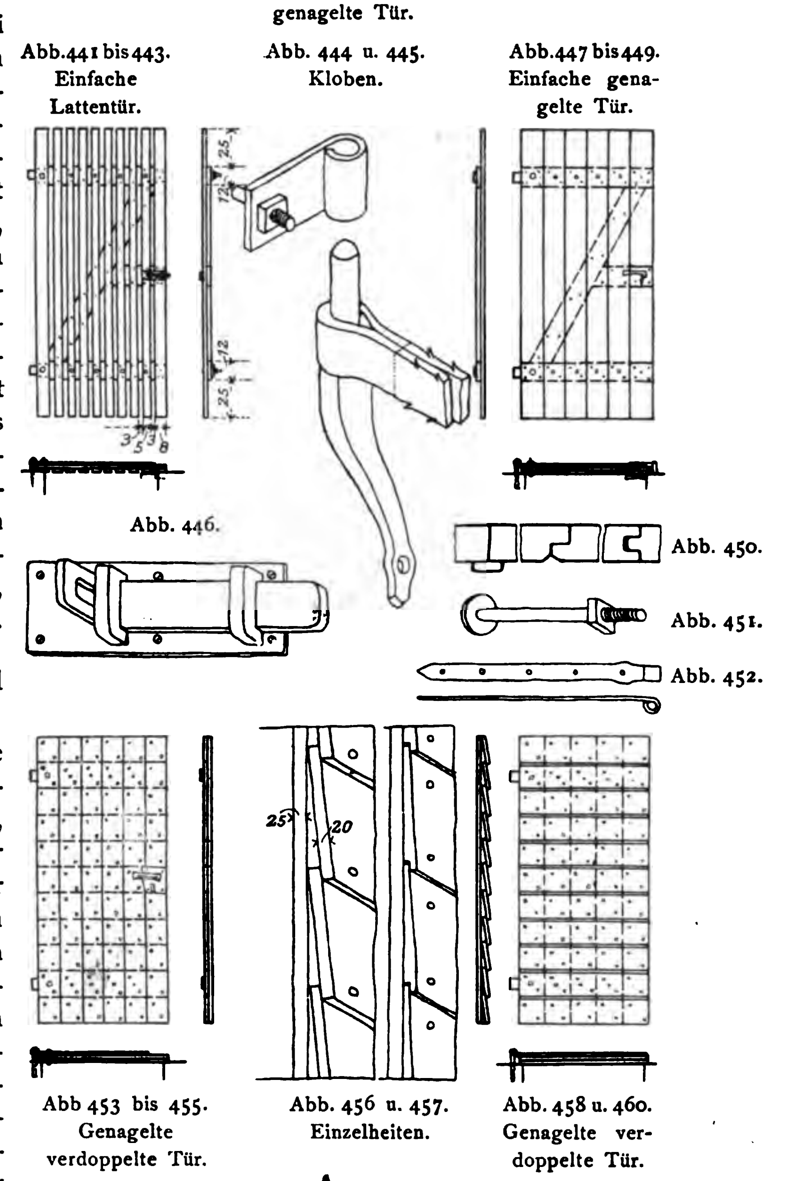


Abb. 441 bis 460. Lattentür, sowie einfache und verdoppelte genagelte Tür.

Abb. 441 bis 443. Einfache Lattentür. Abb. 444 u. 445. Kloben. Abb. 447 bis 449. Einfache genagelte Tür.

Abb. 446. Abb. 450. Abb. 451. Abb. 452.

Abb 453 bis 455. Genagelte verdoppelte Tür. Abb. 456 u. 457. Einzelheiten. Abb. 458 u. 460. Genagelte verdoppelte Tür.

§ 22. Türen und Tore.

a) Einleitung. Die Türen dienen dem Verschluß von Öffnungen, die entweder unmittelbar ins Freie führen, oder einen Raum mit einem andern verbinden. Zu den ersteren gehören die Haustüren, zu den letzteren die Zimmertüren. Während Haus- und Zimmertüren bloß dem Personenverkehr dienen und dementsprechend nur geringer Abmessungen bedürfen, haben die Tore den Zweck, Fuhrwerken Einlaß in das Haus zu gewähren und müssen deshalb größere Höhen und Breiten besitzen. Die Größe der Tür- und Toröffnungen ist für die Konstruktion des Verschlusses bestimmend; die Zimmertüren sind leichter und einfacher, die Tore dagegen stärker herzustellen. Auch der Zweck, dem die Türen dienen, muß bei deren Konstruktion ebenfalls berücksichtigt werden, wie dies die im nachstehenden besprochenen und verschiedenen Zwecken dienenden Türen zeigen.

b) Einfache Lattentür. Die einfachen Lattentüren (Abb. 441 bis 443) verschließen einen Raum nicht dicht, sondern lassen durch den Zwischenraum zwischen den Latten, aus denen sie hergestellt sind, die Luft dringen. Eine solche Tür wird daher nur dort verwendet, wo man einen Raum zwar vor dem Zutritt von Personen abschließen, nicht aber den Luftwechsel verhindern will. Die senkrechten Latten, die eine Stärke von 5/2,5 cm haben, sind auf zwei wagerechte 10 bis 15 cm breite Bretter genagelt, die durch eine Strebe miteinander verbunden werden. Diese Strebe hat den Zweck, die an zwei schmiedeeisernen Bändern (Abb. 452), die sich um einen, im Gewände sitzenden Kloben (Abb. 444 u. 445) drehen, aufgehängte Tür vor einem Setzen bzw. Verschieben zu schützen. Der Verschluß kann durch einen Riegel (Abb. 446), oder durch ein Schloß erfolgen.

c) Einfache genagelte Tür. Eine solche zum Verschließen untergeordneter Räume dienende Tür ist in den Abb. 447 bis 449 dargestellt. Die Konstruktion unterscheidet sich von der in den Abb. 441 bis 443 vorgeführten nur dadurch, daß statt der Latten 2,5 cm starke Bretter verwendet sind. Abb. 450 zeigt drei Möglichkeiten, die Bretter seitlich miteinander zu verbinden. Erstens stumpf gestoßen, mit einer über den Stoß genagelten sog. Fugen- oder Decklatte; zweitens durch einen Falz, wobei dessen Kanten gefast sind, um beim Schwinden der Bretter die entstandene Fuge nicht so sehr in die Erscheinung treten zu lassen, und drittens durch Spundung. In Abb. 452 ist ein schmiedeeisernes Band in Grundriß und Ansicht gezeichnet, das zum Aufhängen bzw. für die Bewegung der Tür notwendig ist. Ein solches einfaches Band, auch Langband genannt, findet aber nur zu Türen für untergeordnete Räume Verwendung. Es wird auf die Tür genagelt, besser geschraubt, und der größern Haltbarkeit wegen mit zwei Schraubenbolzen (Abb. 451) noch besonders verschraubt.

Abb. 461 bis 464. Einfache verleimte Tür.

Abb. 465 bis 468. Genagelte verdoppelte Tür.

d) Genagelte verdoppelte Tür. Die Abb. 453 bis 455, sowie 458 bis 460 zeigen zwei genagelte doppelte Türen. Bei der ersteren laufen die äußeren Bretter senkrecht und sind auf die inneren, die eine wagerechte Lage haben, genagelt. Diese Tür braucht keine Verstrebung, weil sie nicht verschieblich ist, wenn die Bretter genügend oft genagelt werden. Bei der zweiten genagelten verdoppelten Tür liegt die wagerechte Bretterlage nicht dicht auf der senkrechten auf, sondern die einzelnen Bretter sind jalousieartig übereinandergelegt. Die Abb. 456 u. 457 zeigen zwei Möglichkeiten hierfür. Bei der einen sind gewöhnliche, 2 cm starke Bretter einfach übereinandergelegt, bei der andern greift das konisch zugehobelte Brett in einen Falz des darüberliegenden ein.

Auch die Abb. 465 bis 468 zeigen eine genagelte verdoppelte Tür, die als Haustür eines Bauernhauses oder als bessere Stall- usw. Tür verwendet werden kann. Die eine

Abb. 469 bis 478. Stall-, Werkstatt- oder Schuppentüren.

Abb. 469. Ansicht.

Abb. 470. Zugring.

Abb. 471. Ansicht.

Abb. 475. Grundriß.

Abb. 478. Grundriß.

Bretterlage läuft wieder senkrecht, die untere wagerecht und jalousieartig, während der obere Teil durch diagonal laufende profilierte Bretter gebildet ist. Diese Bretter sind

Abb. 479 bis 493 Bäuerliche Haustüren.

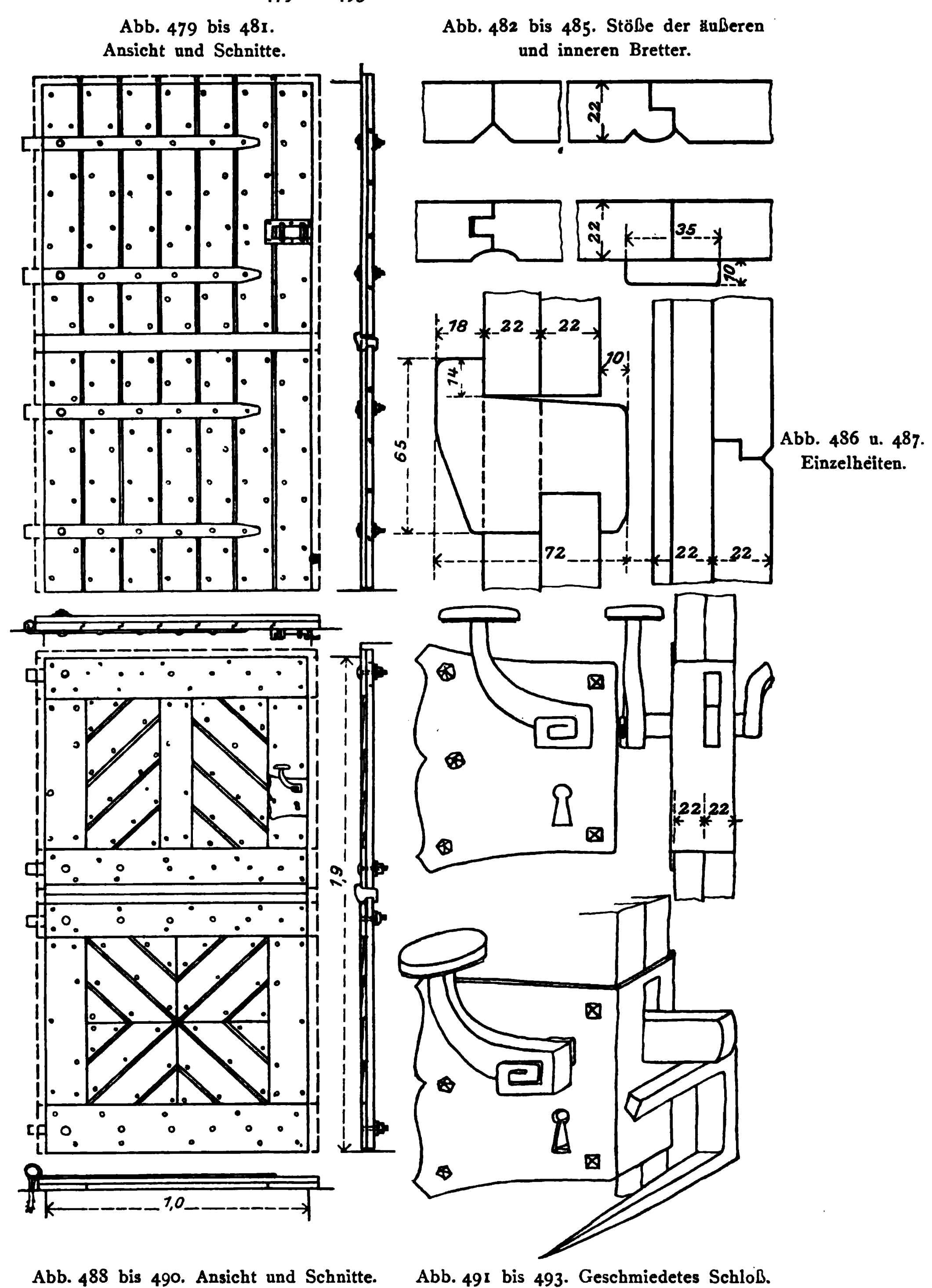


Abb. 488 bis 490. Ansicht und Schnitte. Abb. 491 bis 493. Geschmiedetes Schloß.

wieder alle mit der senkrecht laufenden Bretterunterlage, auch **Blindtür** genannt, vernagelt und mit den beiden seitlichen, sowie den oberen und unteren, **Friese** genannten Brettern durch einen Falz verbunden.

e) **Einfache verleimte Tür.** Bei dieser sind die senkrechten Bretter durch Nut und Feder miteinander verbunden und verleimt (Abb. 461 bis 464). Am oberen und unteren Ende der Tür ist ein Saumbrett, mit den senkrechten Brettern ebenfalls durch Nut und Feder vereinigt, angebracht. Diese Saumbretter sind so, wie die Detailzeichnung zeigt, mit den beiden seitlichen senkrechten Brettern verbunden.

f) **Stall-, Werkstatt- und Schuppentüren.** Die in den Abb. 469 bis 478 dargestellten Türen sind ebenfalls genagelte verdoppelte Türen, doch läuft die äußere Bretterlage nicht wagerecht, wie bei den früher besprochenen Türen, sondern diagonal und bilden zum Teil gleichsam Füllungen. Die Nagelköpfe können, wenn sie geschmiedet sind, zur Verzierung der Tür beitragen, indem die Nägel, wie die Abbildungen zeigen, so eingeschlagen werden, daß die vorstehenden Nagelköpfe beliebige Figuren bilden. Die Aufhängung der Türen geschieht an Langbändern, der Verschluß durch Riegel mit Vorhängschloß oder einem Fallenschloß. Hat die Tür nur einen Riegel, so ist ein Zugring (Abb. 470) zum Zuziehen der Tür notwendig, der mit starken geschmiedeten Nägeln befestigt wird.

g) **Bäuerliche Haustüren**, die auch wohl als Stalltüren verwendet werden, zeigen die Abb. 479 bis 493. Es sind ebenfalls genagelte verdoppelte Türen, die sich aber von den vorbesprochenen dadurch unterscheiden, daß sie aus zwei Teilen bestehen, deren jeder für sich zu öffnen ist. Diese Türen haben den Zweck, den untern Teil geschlossen halten zu können, während der obere geöffnet ist, um Licht und Luft in den betreffenden Raum einzulassen. Der untere Flügel von Abb. 479 u. 488 hat oben ein Querholz, das dem oberen Flügel als Anschlag dient; dieses Holz heißt Kämpfer und ist in Abb. 486 in größerem Maßstab gezeichnet. In den Abb. 482 bis 485 sind verschiedene Stöße der äußeren und inneren Bretter der Tür dargestellt. Abb. 487 gibt ein Detail als Höhenschnitt, während die Abb. 491 bis 493 ein geschmiedetes Schloß in Vorder-, Seiten- und isometrischer Ansicht zeigen.

h) **Hauseingangstür mit überschobener Füllung.** Die Abb. 494 bis 500 stellen eine Hauseingangstür dar und zwar, nach der Konstruktionsart näher benannt, eine Tür mit überschobener Füllung und Oberlicht. Bei dieser wird aus vier Friesen ein Rahmen gebildet und das freie umrahmte Rechteck mit einer Füllung geschlossen, die mittels Federn in den Nuten der Friese sitzt (Abb. 495 u. 496). Der obere Rand der Füllung steckt in einem Kämpferstück (Abb. 495), in dem auch der kleine Fensterrahmen sitzt und zwar in derselben Weise, wie die Füllung. Der untere Querfries steht über die beiden seitlichen Friese vor (s. Abb. 494 u. 496) und bildet auf diese Weise einen Sockel.

Diese so konstruierte Tür liegt nun nicht wie die bisher behandelten Türen im geschlossenen Zustande direkt auf dem Steingewände der Türumrahmung auf, sondern, wie in Abb. 494 eingezeichnet, auf einem besonderen Holzrahmen, der mit dem Gewände mittels Steinschrauben fest verbunden ist und Blindrahmen heißt. Man hat daher zwischen einer Haustür auf Stein und einer solchen auf Blindrahmen zu unterscheiden. Die letztere schließt natürlich viel dichter und läßt weniger Zugluft durch als erstere, weil die Tür auf dem Blindrahmen in einen Falz schlägt (s. Abb. 497).

In Abb. 498 ist das Innere des Schlosses dieser Tür gezeichnet, das dieselbe Dicke wie der 4 cm starke Fries hat und in diesen eingebaut ist. Weil das Schloß in einem selbständigen kastenähnlichen Behälter sitzt und in den Fries eingebaut ist, heißt es eingebautes Kastenschloß, zum Unterschied von dem auf dem Fries sitzenden überbauten Kastenschloß und dem später bei den Zimmertüren zu betrachtenden Einsteckschloß, das, von außen unsichtbar, im Fries steckt.

Abb. 494 bis 500. Hauseingangstür mit überschobener Füllung.

Abb. 494. Ansicht. Abb. 495. Details. Abb. 496. Querschnitt.

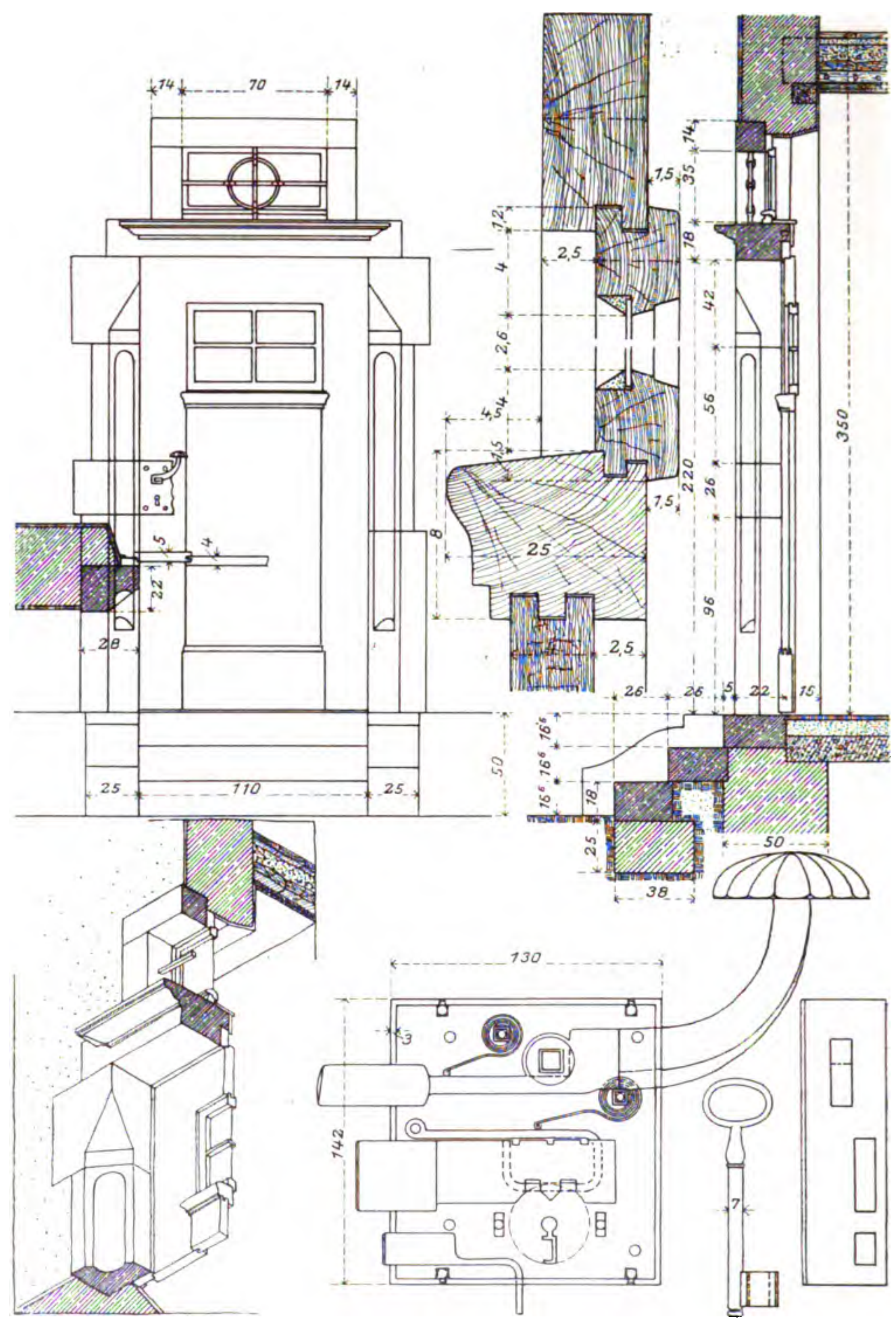


Abb. 497. Isometrischer Schnitt. Abb. 498 bis 500. Eingebautes Kastenschloß.

Bei den Außentüren muß man möglichst darauf achten, keine Verbindungen herzustellen, in die das Regenwasser eindringen und ein Verfaulen des Friesholzes herbei-

führen kann. Deshalb sind Haustüren, die wie die Zimmertüren konstruiert sind, nicht besonders empfehlenswert und nur dann einwandfrei zu verwenden, wenn die betreffende Tür entweder nicht nach der Wetterseite oder vollständig geschützt liegt. Diesen Schutz kann ein Vordach oder große Leibungstiefe oder auch der Umstand gewähren, daß eine Tür auf eine gedeckte Veranda mündet. Jedenfalls muß jede Außentür mit einem schützenden Ölfarbanstrich versehen oder, wenn das Naturholz sichtbar bleiben soll, geölt werden.

Da eine Haustür nicht nur Witterungseinflüssen und daher rascher Abnutzung, sondern auch unberechtigtem Eindringen trotzen soll, so ist es ratsam, eine solche Tür möglichst in Eichenholz herzustellen. Die Friesstärke nimmt man zu 5 cm an, während der Blindrahmen 4 cm, bei kleineren Türen auch nur 3,5 cm stark gemacht werden kann. Das Schloß sitzt vom Boden, d. h. von Unterkante Tür 1,0 bis 1,2 m entfernt, darf aber niemals auf gleicher Höhe mit einem Zwischenfries sitzen.

i) **Tore.** In den Abb. 501 bis 505 sind zwei Tore abgebildet, wovon das erstere für städtische, das letztere für kleinstädtische oder bessere ländliche Verhältnisse gedacht ist. Beide Tore sitzen in halbkreisförmig abgedeckten Toröffnungen, deren innere Entlastungsbogen keine Halbkreise, sondern Stichbogen sind, so daß das Tor selbst oben nicht halbkreisförmig sondern stichbogig begrenzt ist, was konstruktive Gründe verlangen. Da man nämlich den seitlichen Fries nicht halbkreisförmig aus einem Stück schneiden kann, sondern ihn aus mehreren Stücken zusammenleimen müßte, was aber für eine Außentür nicht angängig ist, weil die Leimfugen durch die Feuchtigkeit gelöst würden, so muß das Tor oben stichbogig begrenzt werden. Denn dann ist es möglich, den oberen Fries aus einer Holzbreite bogig zu schneiden, so daß jeder der beiden Torflügel aus vier ganzen umrahmenden Friesen besteht.

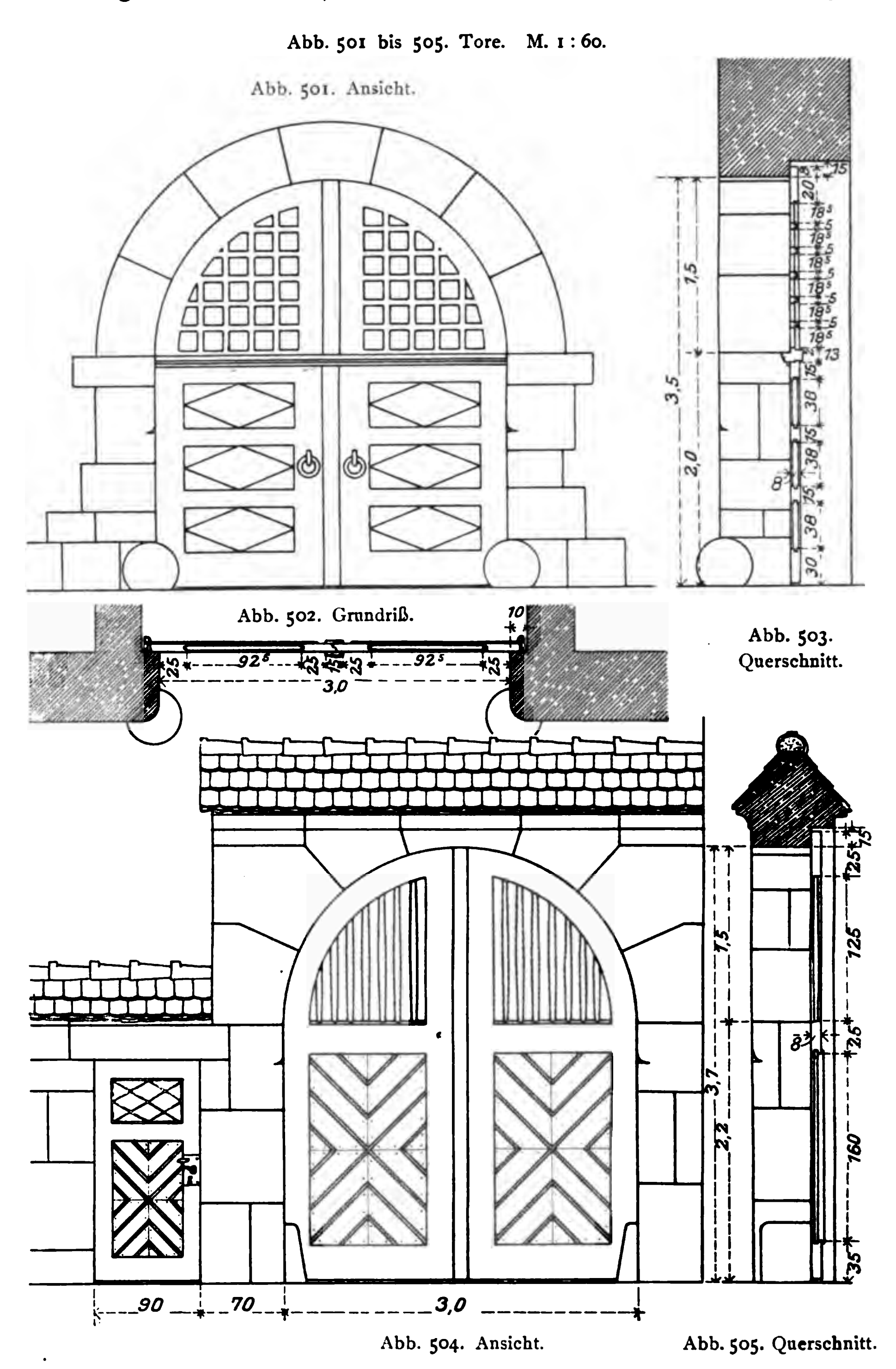
Das in den Abb. 501 bis 503 dargestellte Tor schlägt direkt auf Stein auf und zwar deshalb, weil bei Anwendung eines Blindrahmens die zur Aufhängung des Tores notwendigen Kloben oder Angeln auf den Blindrahmen aufgeschraubt werden müßten, diese Kloben bzw. der Rahmen die Last des Tores jedoch nicht tragen könnten. Aus diesem Grunde ist es notwendig, ein großes, schweres Tor an Kloben zu hängen, die direkt im Steingewände eingebleit sind. Das Tor selbst ist so konstruiert, daß zwischen den seitlichen Friesen die gleich starken Querfriese sitzen und die so gebildeten rechteckigen Felder durch Füllungen geschlossen werden, die mittels Federn in den, in den Friesen gearbeiteten Nuten stecken (s. Abb. 502 u. 503). Die Federn dürfen aber nicht auf irgend eine Weise in der Nut befestigt werden, weil die Füllungen bei etwaigem schwinden oder quellen des Holzes sich in den Nuten bewegen müssen.

Auf Kämpferhöhe des Bogens geht über den hier sitzenden Fries ein Holzkämpfer, an den bei Benutzung des Tores durch Personen der für sich zu öffnende rechte untere Flügel des Tores anschlägt (s. Abb. 503), während der ganze Halbkreisteil mit dem linken Flügelteil fest verbunden ist. Dies geschieht deshalb, weil die ganze Flügelhälfte zu schwer ist, um bequem bewegt werden zu können. Der halbkreisförmige Teil ist durch Sprossen in Felder geteilt, die offen oder verglast sein können.

Das in den Abb. 504 u. 505 gezeichnete Tor besteht, im Gegensatz zu dem eben betrachteten, aus zwei der ganzen Höhe nach durchgehenden Flügeln, während dem Personenverkehr eine kleine, daneben befindliche Tür dient. Das Tor besteht wieder aus umrahmenden Friesen, zwischen denen im unteren Teil eine Füllung aus unter sich überfalzten Riemen sitzt; der obere Teil dagegen ist nur durch senkrechte Stäbe geschlossen. Sowohl Tor wie Tür sitzen in einer Hofmauer, die das Grundstück nach der Straße abschließt; dabei befindet sich aber die kleine Tür in der Nähe des Wohnhauses, um von hier direkt nach der Haustür gelangen zu können.

Die in Abb. 501 an den inneren Seiten der Torpfeiler liegenden kugelförmigen, im Sockel fest eingemauerten Steine, die in etwas anderer Form auch die Abb. 504 zeigt,

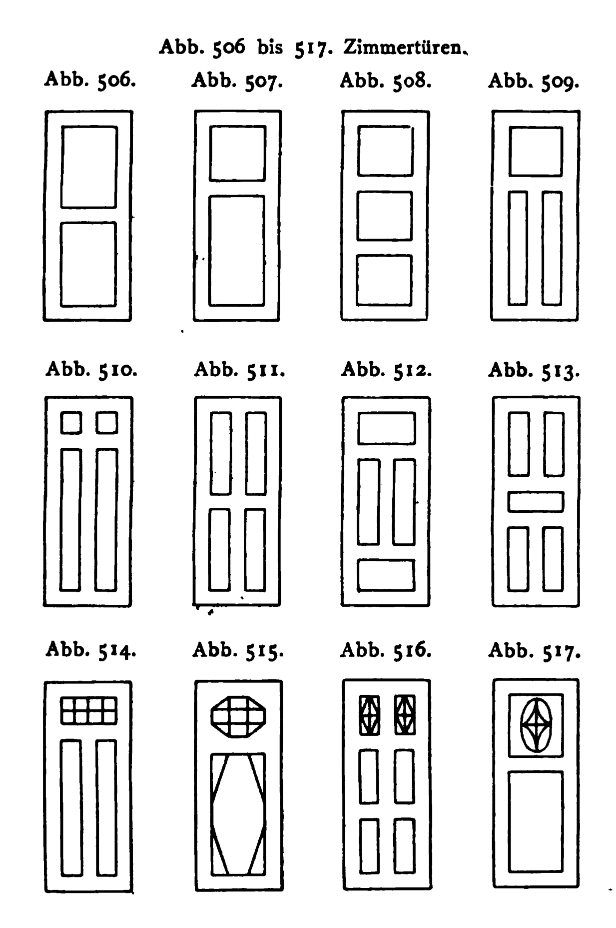
Abb. 501 bis 505. Tore. M. 1 : 60.



sind sog. Radabweissteine, die verhindern sollen, daß ein einfahrender Wagen mit der Radnabe das Torgewände beschädigt und die bei jedem Tore nötig sind.

k) Zimmertüren können, da es sich hier nur um kleine zu verschließende Öffnungen handelt, wesentlich leichter als Haustüren und Tore konstruiert sein. Bei den Zimmertüren wird durch die beiden seitlichen Friese, sowie durch den oberen und unteren Fries der Hauptrahmen gebildet und dieser durch Zwischen- oder Querfriese in eine verschiedene Anzahl Füllungsfelder geteilt (Abb. 506 bis 517), die durch Füllungen geschlossen werden. Je nach der Anzahl der Füllungsfelder, kurz Füllungen genannt, unterscheidet man Zweifüllungstüren (Abb. 506, 507, 515 u. 517), Dreifüllungs-

Abb. 506 bis 517. Zimmertüren.



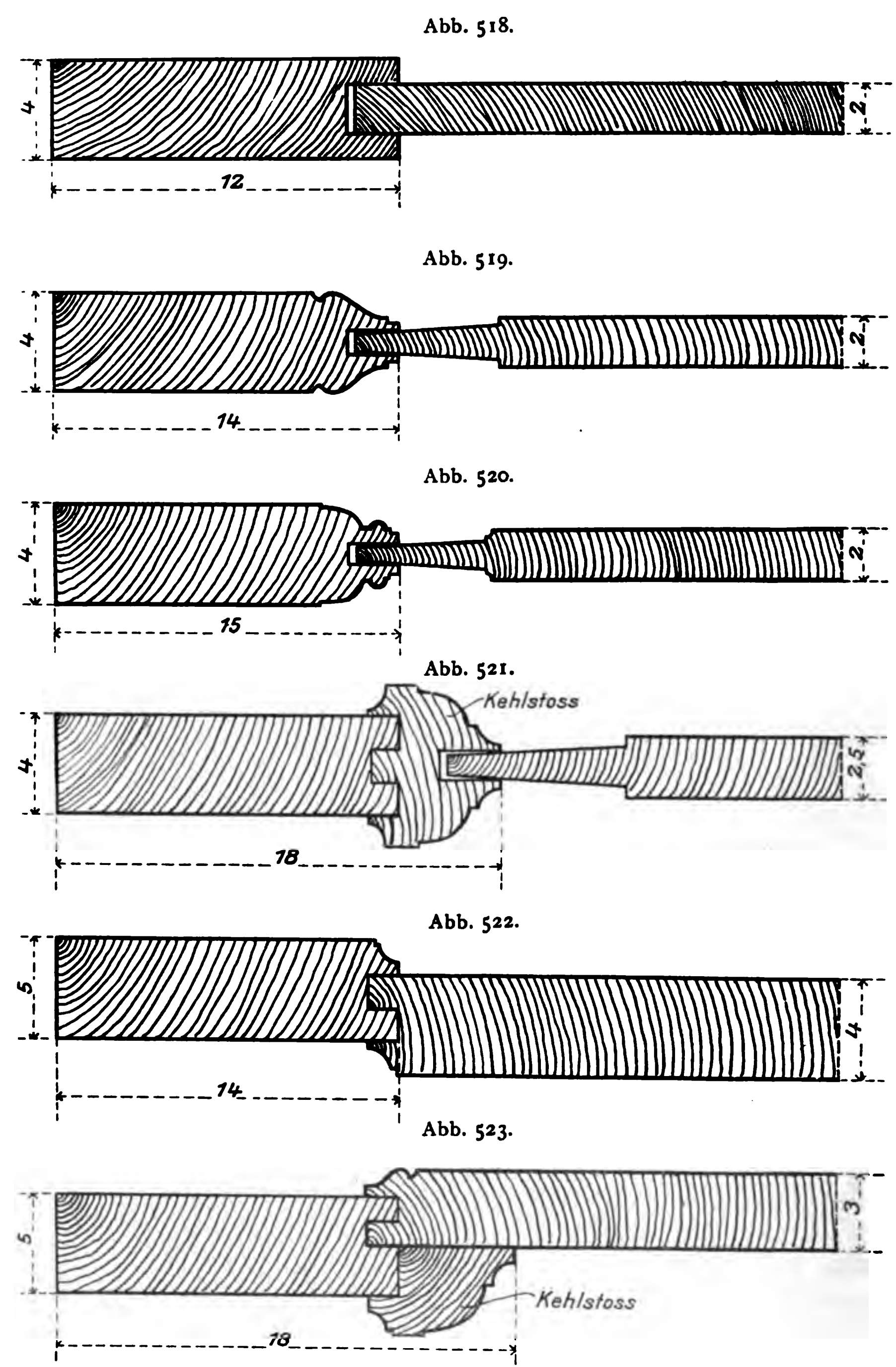
türen (Abb. 508, 509 u. 514), Vierfüllungstüren (Abb. 510 bis 512), Fünffüllungstüren (Abb. 513) und Sechsfüllungstüren (Abb. 516).

Die Art und Weise, wie die Füllung zwischen den Friesen sitzt, ist in Abb. 518 bis 523 gezeigt; dabei kann der Fries unprofiliert (Abb. 518) oder profiliert sein (Abb. 519 u. 520). Die Füllung kann mit ihrer ganzen Dicke im Friesholz bzw. der Nut stecken (Abb. 518) oder sich am Rande verjüngen (Abb. 519), wobei ein kleiner Absatz, Abplattung genannt, entsteht, welche der Oberfläche der Füllung ein Relief verleiht. Die Breite der seitlichen und oberen Friese wird zu 12 bis 15 cm, die des unteren zu 16 bis 20 cm und die der Querfriese zu 10 bis 12 cm angenommen. Die Friesstärke beträgt 30, 35 und 40 mm, während die Füllungen schwächer sind, nur 20 bis 25 mm.

Die Verbindung der Friese unter sich ist in den Abb. 524 u. 525 dargestellt. Die erstere zeigt den Zusammenstoß eines senkrechten mit einem oberen oder unteren Fries, die letztere die Verbindung eines senkrechten Frieses mit einem Querfries. Das

Zusammenfügen geschieht mit Zapfen, die in, nach außen etwas erweiterten Zapfenlöchern stecken, damit in den Zwischenraum Keile eingetrieben werden können; außer-

Abb. 518 bis 523. Querschnitte der Friese und Füllungen. M. 1 : 3.



dem wird die ganze Verbindung noch verleimt. Die Abb. 526 bis 530 zeigen, wie die Verbindung sich gestaltet, wenn die Kanten der Friese profiliert sind.

Abb. 524 u. 525. Verbindung der Friese unter sich.

Abb. 524.

Abb. 525.

Abb. 526 bis 530. Verbindung profilierter Friese untereinander.

1) **Konstruktion der Türöffnungen.** Je nachdem die Türöffnungen sich in dünnen Wänden oder starken Mauern befinden, ist deren Konstruktion eine verschiedene. Die Öffnung in einer 12 cm starken Wand wird durch 12 cm starke Pfosten und einen in Türhöhe, d. h. 2,2 m hoch liegenden Sturzriegel gebildet. Die Tür wird an Bändern aufgehängt, die in Kloben oder Stiften sich drehen, die entweder direkt auf dem Pfosten oder auf der den Pfosten verdeckenden Verkleidung befestigt werden. Befindet sich die Türöffnung in einer 25 cm starken Wand, so wird sie durch zwei nebeneinander gestellte Pfosten, die durch ein schwalbenschwanzförmiges Holzstück miteinander verbunden sind (Abb. 531 u. 532),

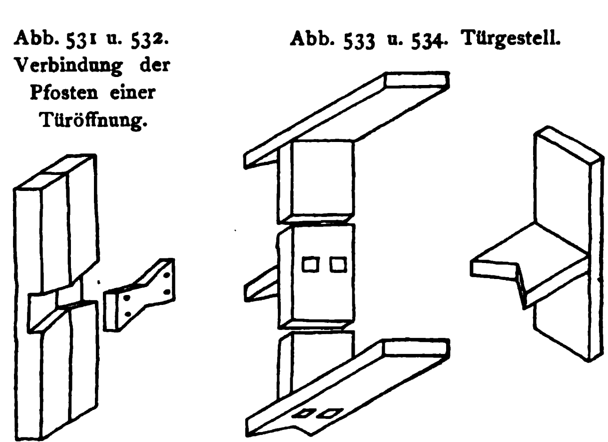


Abb. 531 u. 532. Verbindung der Pfosten einer Türöffnung.

Abb. 533 u. 534. Türgestell.

oder nach Abb. 533 u. 534 durch ein aus 6 bis 8 cm starken Bohlen gefertigten **Türgestell**, auch **Türzarge** genannt, hergestellt, das in die Wand eingemauert wird. Bei einer 40 oder 52 cm starken Mauer nach Abb. 535 durch ein **Pfostengestell** eingefaßt. Die Holzeinfassung der Türöffnung, die in der Breite mindestens 6 cm, in

der Höhe 3 cm größer sein muß, als die verkleidete Öffnung werden soll, ist notwendig, um die Türverkleidung darauf anschlagen zu können.

Abb. 535. Pfostengestell.

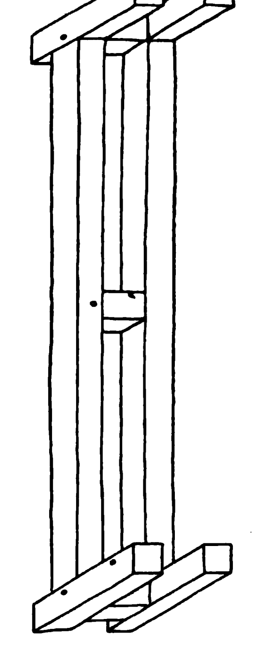
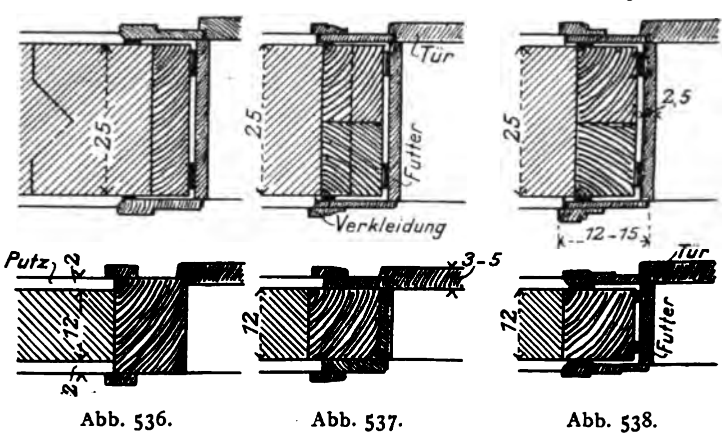


Abb. 536 bis 541. Türverkleidungen. M. 1 : 12½.



m) **Türverkleidung** wird die Holzumrahmung genannt, mit der die Konstruktion der Türöffnung verkleidet wird. Der in der Leibung der Tür aufgenagelte Teil der Verkleidung heißt Futter, der an den beiden Außenseiten der Tür sitzende Teil ist die eigentliche Verkleidung, die glatt oder profiliert sein kann, während das Futter bei 12 und 25 cm starken Wänden immer glatt ist. Bei 40 cm und noch stärkeren Mauern muß jedoch, des Schwindens einer so breiten Holzfläche wegen, das Futter gestemmt, d. h. so hergestellt werden, wie die Tür mit Friesen und Füllungen.

Abb. 536 zeigt im Grundriß eine Türöffnungskonstruktion in einer 12 cm starken Wand. Die Tür schlägt direkt auf den Pfosten, der deshalb sichtbar, also nicht verkleidet ist. Um die beim Trocknen des Putzes und Schwinden des Holzes sich bildende Fuge zwischen Putz und Pfosten zu verdecken, ist über diesen Anschluß eine dünne Decklatte genagelt. In Abb. 537 ist der Pfosten durch glatte Bretter an drei Seiten verschalt und der Anschluß der Verkleidung an den Putz wieder durch eine Latte gedeckt. Das in der Leibung sitzende Brett steht um 1 bis 1,5 cm über die beiden seitlich angenagelten Bretter der Verkleidung vor, damit in diesen so gebildeten Falz die Tür schlagen kann.

In Abb. 538 ist die Verkleidung profiliert. Da die Pfosten einer Türöffnung nie ganz genau senkrecht stehen, so muß diesem Umstande von vornherein dadurch Rechnung getragen werden, daß man das Türfutter etwas kleiner anfertigt, so daß eine Unterlegung, AufFütterung genannt, notwendig wird, wie diese in der Abbildung zu sehen ist. Um einen guten Anschluß des Putzes an die Verkleidung zu bekommen, unterfüttert man diese ebenfalls, so daß der Putz seitlich unter die etwas abgeschrägte Kante der Verkleidung greifen kann.

Eine aus einem Türbohlengestell bestehende Türöffnungskonstruktion in einer 25 cm starken Wand ist in Abb. 539 dargestellt. In den Abb. 540 u. 541 dagegen ist das Türgestell aus 2 Pfosten hergestellt. Die Befestigung von Futter und Verkleidung erfolgt wie in Abb. 538.

Abb. 542 bis 544. Einflügelige gestemmte Zimmertür. M. 1 : 25.

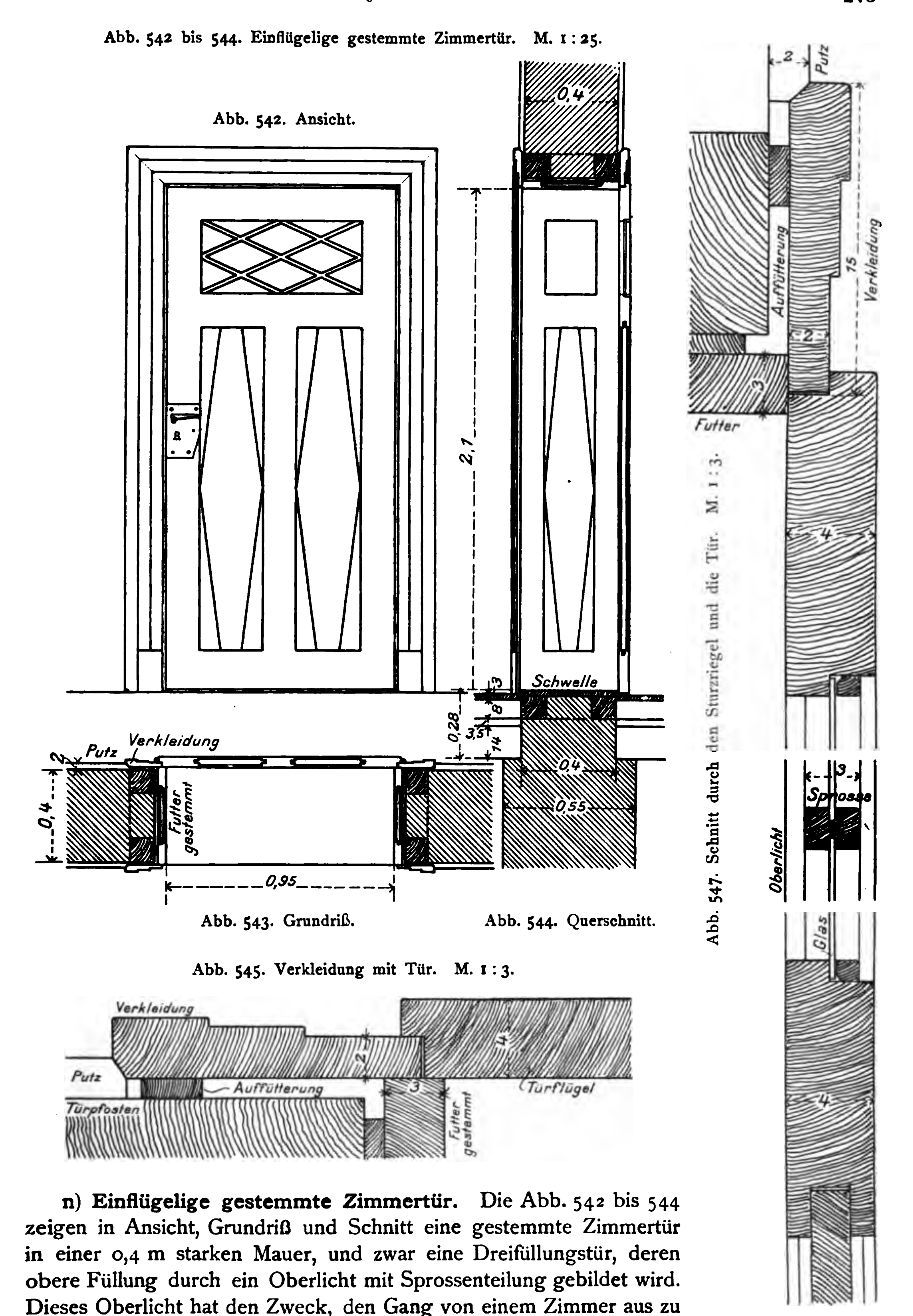


Abb. 542. Ansicht.

Abb. 543. Grundriß.

Abb. 544. Querschnitt.

Abb. 545. Verkleidung mit Tür. M. 1 : 3.

Abb. 547. Schnitt durch den Sturzriegel und die Tür. M. 1 : 3.

n) Einflügelige gestemmte Zimmertür. Die Abb. 542 bis 544 zeigen in Ansicht, Grundriß und Schnitt eine gestemmte Zimmertür in einer 0,4 m starken Mauer, und zwar eine Dreifüllungstür, deren obere Füllung durch ein Oberlicht mit Sprossenteilung gebildet wird. Dieses Oberlicht hat den Zweck, den Gang von einem Zimmer aus zu

erhellen. Das Futter ist gestemmt, die Verkleidung profiliert und die Füllungen sind abgeplattet. In Abb. 545 ist die fertig angeschlagene Verkleidung mit der auf sie aufschlagenden Tür in größerem Maßstab gezeichnet, während Abb. 546 den mittleren senkrechten Fries mit den beiden in ihn gestemmten Füllungen darstellt. Einen Schnitt durch den Sturzriegel mit der Verkleidung und der anschlagenden Tür mit dem Oberlicht zeigt Abb. 547. Das Glas wird nicht durch Kitt in den Falzen befestigt, sondern durch auf die Sprossen geschraubte Leisten festgehalten, wodurch das Oberlicht auf beiden Seiten das gleiche Aussehen erhält, was besonders dann erwünscht erscheint, wenn eine solche Tür von einem Raum in einen andern führt. Türmaße im Lichten sind 0,8/2,1 m, 0,9/2,2 m und 1,0/2,3 m; die entsprechenden Rohmaße 0,86/2,15; 0,96/2,25 und 1,06/2,35 m.

Abb. 546. Mittlerer senkrechter Fries mit Füllungen. M. 1 : 3.



Abb. 548 bis 551. Zweiflügelige Zimmertür.

Abb. 548. Ansicht. Abb. 550. Schnitt durch den Sturzriegel.

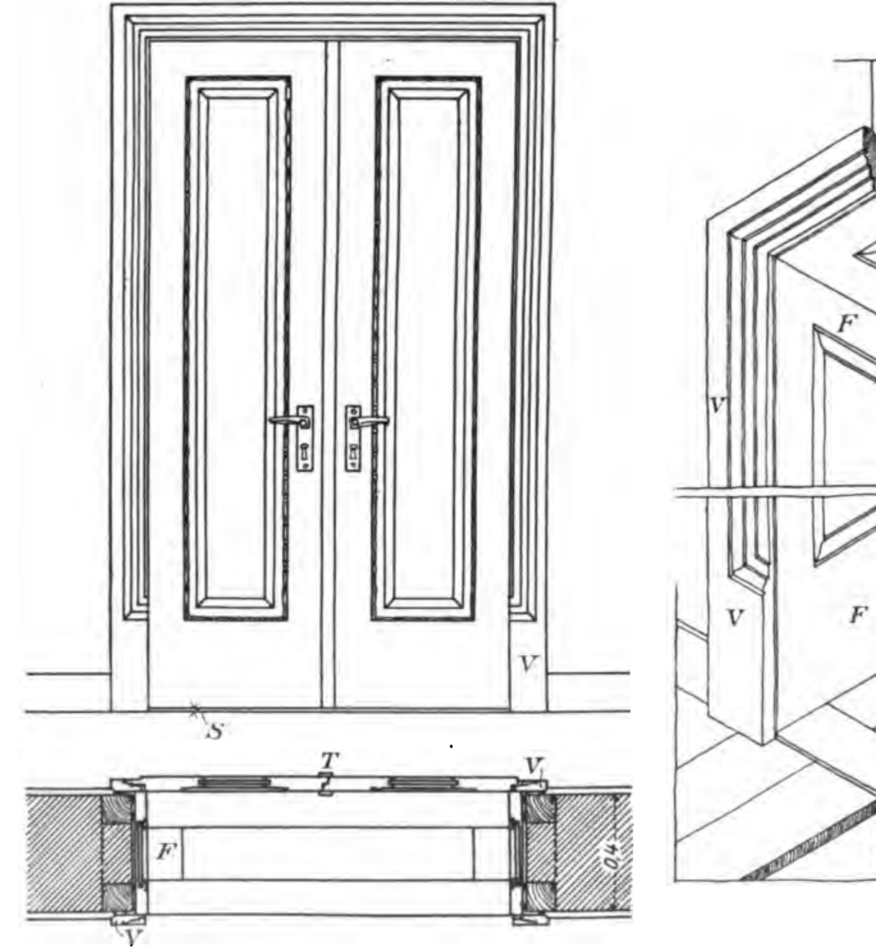






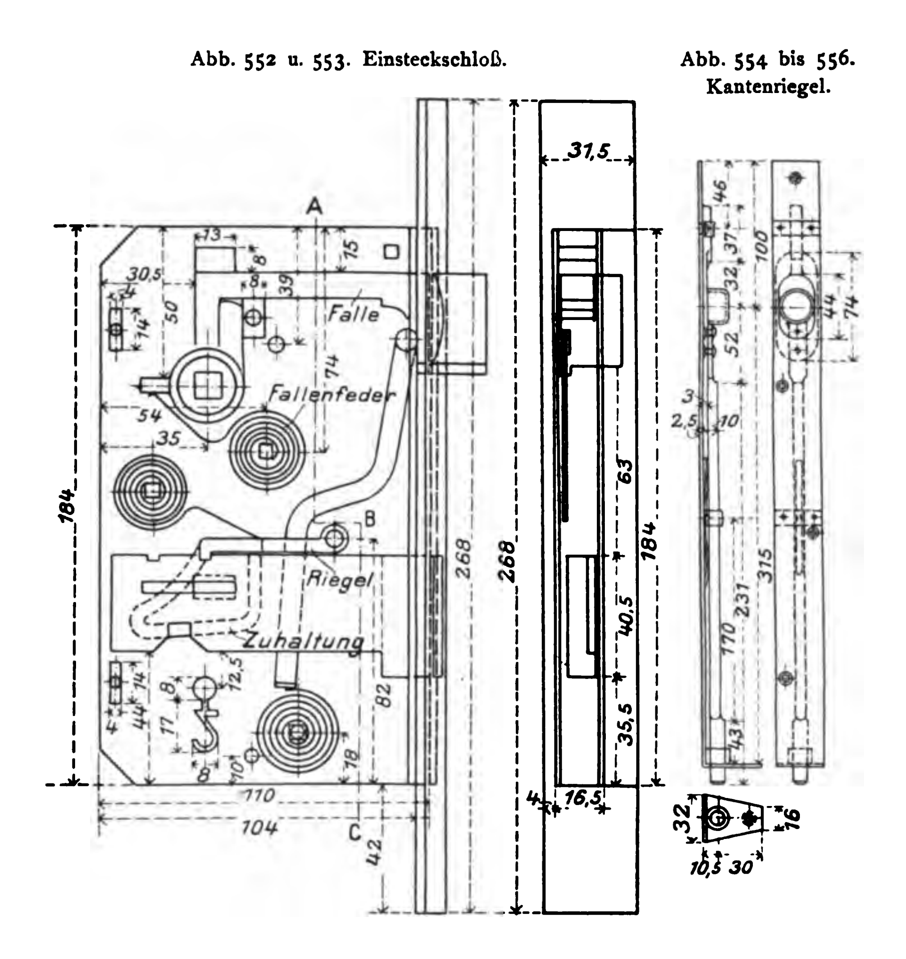
Abb. 549. Grundriß. Abb. 551. Schnitt durch die Schwelle.

F Futter. *S* Schwelle. *V* Verkleidung. *T* Schlagleiste.

o) **Zweiflügelige Zimmertür.** Wo es sich um die Verbindung größerer Räume miteinander handelt, wie in herrschaftlichen Wohnhäusern, ordnet man statt einer einflügeligen Tür eine zweiflügelige an. Eine solche Tür sollte in ihrer lichten Breite so bemessen sein, daß ein einzelner Flügel nicht unter 0,7 m, besser 0,8 m breit wird, so daß die ganze lichte Breite der Öffnung 1,4 bis 1,6 m beträgt, während deren Höhe zu 2,4 bis 2,5 m angenommen werden kann. Fehlt zu einer Flügeltür von der angegebenen Breite der Platz, so ist es besser, eine einflügelige Tür herzustellen, die eine bequemere Durchgangsmöglichkeit darbietet, als ein schmaler, vielleicht nur 0,6 m breiter Türflügel, da für gewöhnlich der eine Türflügel geschlossen ist. In den Abb. 548 bis 551 besteht

Abb. 552 u. 553. Einsteckschloß.

Abb. 554 bis 556. Kantenriegel.



jeder Flügel aus einem Friesrahmen und je einer Füllung. Die Türöffnung ist aus Pfosten konstruiert, das Futter ist gestemmt, die Verkleidung profiliert. Abb. 550 zeigt den isometrischen Schnitt durch den Sturzriegel, Abb. 551 einen solchen durch die Schwelle, die der Tür einen Anschlag darbietet und zu diesem Zwecke 2 cm über den Fußboden vorsteht.

Der feststehende Flügel in Abb. 548 wird durch zwei Kantenriegel (Abb. 554 bis 556), die am oberen und unteren Ende der Tür, in deren Dicke eingelassen, sitzen und im Sturz bzw. in der Schwelle in ein Schließblech greifen, gehalten. Der Verschluß der Tür geschieht durch ein Einsteckschloß (Abb. 552 u. 553), das in den einen Flügel eingelassen ist, während in dem feststehenden ein Schließblech sich befindet.

§ 23. Die Fenster und Fensterläden.

a) Einleitung. Die Fenster dienen zum Verschließen der zur Erhellung durch natürliches Licht in den Außenmauern angebrachten Fensteröffnungen. Zu diesem Zwecke müssen die Fenster möglichst dicht schließen und ihre lichtundurchlässigen Konstruktionsteile, damit diese so wenig wie möglich Licht wegnehmen, nur schmal hergestellt werden. Jedes Fenster, ob klein oder groß, einfach oder reich ausgestattet, besteht immer aus zwei Hauptkonstruktionsteilen. Der eine dieser ist der Fensterrahmen, auch Blindrahmen genannt, der auf dem Anschlag der Fensteröffnung mittels Bankeisen oder Steinschrauben befestigt wird, um dem zweiten Konstruktionsteil, dem Flügelrahmen, ein möglichst dichtes Aufschlagen zu ermöglichen. Der Fensterrahmen ist unbeweglich, der Flügelrahmen dagegen an Bändern beweglich, die auf dem Fensterrahmen aufgeschraubt sind. Die Form der Fenster, die beliebig gestaltet sein kann, ist gewöhnlich eine rechteckige. Der Konstruktion nach unterscheidet man ein-, zwei- und mehrflügelige Fenster, mit und ohne Oberlichtflügeln.

b) Die einzelnen Teile eines Fensters. Das einflügelige Fenster ohne Oberlicht besteht aus zwei Teilen, dem Blindrahmen und dem Flügelrahmen; das einflügelige Fenster mit Oberlicht dagegen aus drei Teilen: dem Blindrahmen, dem Flügelrahmen und dem Oberlichtflügelrahmen. Das zweiflügelige Fenster ohne Oberlicht besteht aus dem Blindrahmen und zwei gegeneinander schlagenden Flügelrahmen. Hat dasselbe noch ein Oberlicht, so tritt dazu entweder noch ein nach unten zuklappender Oberlichtflügelrahmen oder zwei seitlich zu öffnende Oberlichtflügelrahmen. Bei vorhandenem Oberlicht schlagen der obere Rand des Flügelrahmens und der untere Rand des Oberlichtrahmens an ein, zwischen dem Blindrahmen sitzendes Querholz, Kämpfer genannt, an.

In den Abb. 557 bis 560 ist ein zweiflügeliges Fenster mit zwei Oberlichtflügeln, sowohl in der Außen- als auch in der Innenansicht dargestellt. Es befindet sich in einem kleinen einstöckigen Wohnhaus auf dem Lande, von dem ein Fassadestreifen in der Ansicht gezeichnet ist. Unter diesem Stockwerksfenster sitzt im Sockel ein Kellerfenster, das aus dem Blind- und dem Fensterrahmen (Abb. 558) besteht, welch letzterer in einem Falz eine eingekittete Glasscheibe trägt. Da die Glasscheibe eines Flügels des Stockwerksfensters für die vorliegenden einfachen Verhältnisse nicht passen würde, so ist sie durch ein dünnes Querholz, Sprosse genannt, in zwei Teile geteilt. Bei größeren Flügeln nimmt man jedoch drei Teile an. Die Teilung des Flügels in einzelne Scheiben muß aber, des schönen Aussehens wegen, immer so geschehen, daß die einzelnen Scheiben in ihrer Höhenabmessung nie geringer als in ihrer Breitenabmessung werden. Also entweder quadratisch, oder höher wie breit.

Ferner muß bei der Konstruktion von Fenstern mit Oberlichtern streng darauf geachtet werden, daß der Kämpfer nicht gerade in Augenhöhe eines stehenden, zum Fenster hinaussehenden Menschen zu sitzen kommt. Unter 1,9 m, vom Fußboden gemessen, soll daher ein Kämpfer nie sitzen; kann dieses Maß nicht eingehalten werden, so darf eben kein Kämpfer bzw. Oberlicht angebracht werden.

Die Abb. 561 bis 567 zeigen sämtliche Einzelheiten zu dem in den Abb. 557 bis 560 dargestellten Stockwerksfenster, und zwar Abb. 561 bis 564 den Vertikalschnitt durch sämtliche wagerechten Konstruktionsteile des Fensters von der Bank bis zum Sturz, Abb. 565 bis 567 dagegen den Horizontalschnitt durch die sämtlichen senkrechten Konstruktionsteile. Der Blindrahmen ragt seitlich an den Gewänden und oben an dem Sturz nicht in die Fensteröffnung hinein; nur unten an der Fensterbank ist dies notwendig. Die Stärke des Blindrahmens ist bei gewöhnlicher Fenstergröße bis 1,0/2,0 m 3 cm, bei großen Fenstern 4 cm.

Abb. 557 bis 560. Zweiflügeliges Fenster mit zwei Oberlichtflügeln. M. 1 : 30.

Abb. 557. Außenansicht. Abb. 558. Schnitt. Abb. 559. Innenansicht.

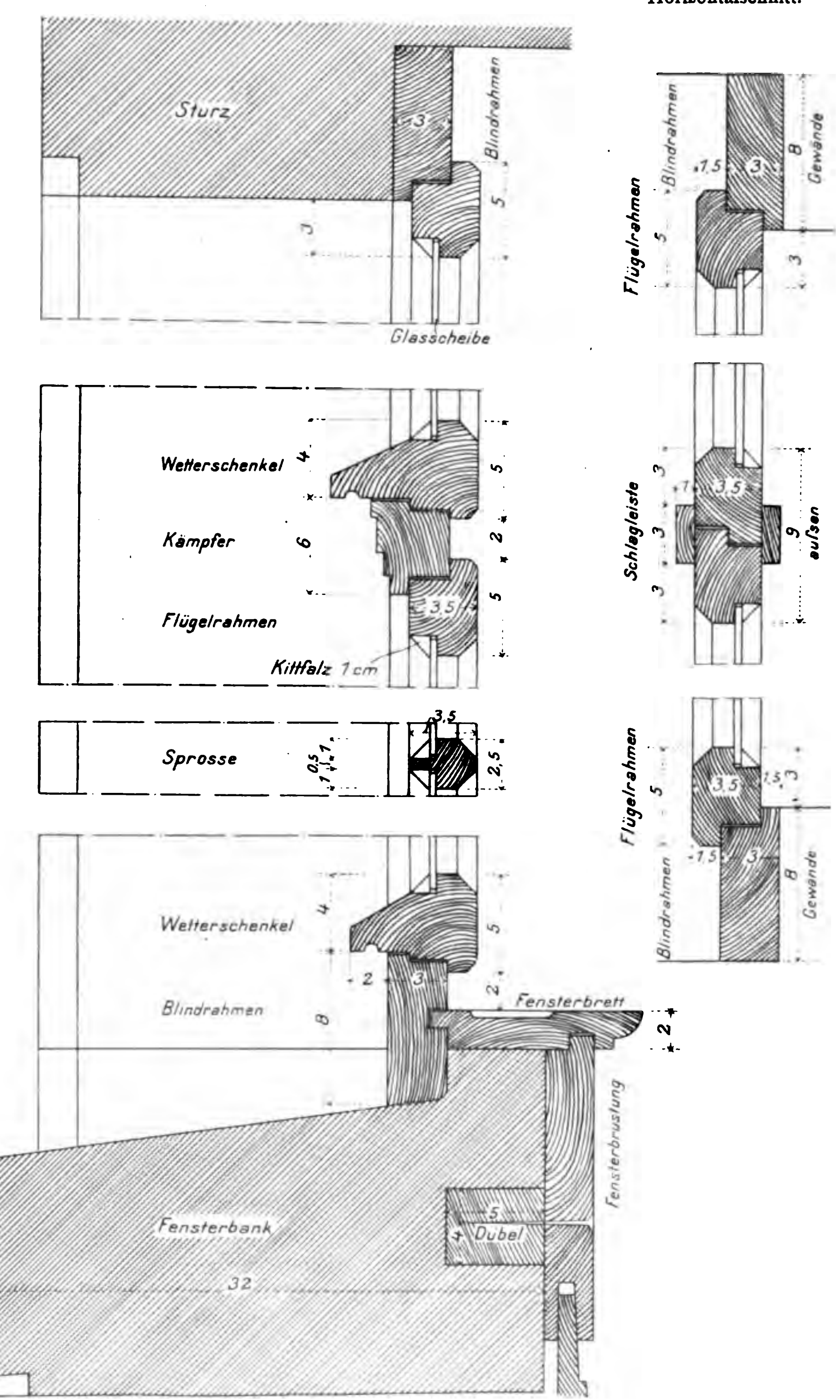
Abb. 560. Grundriß.

Gewöhnliche Fenster werden aus Forlenholz, das mit Ölfarbe angestrichen werden muß, in besseren Fällen aus dem haltbareren Pitch-pine-Holz und bei bester Ausführung

Abb. 561 bis 567. Einzelheiten zu dem zweiflügeligen Fenster. M. 1 : 3½.

Abb. 561 bis 564. Vertikalschnitt.

Abb. 565 bis 567. Horizontalschnitt.



aus Eichenholz gefertigt. In letzterem Falle können die Fenster einen Ölfarbanstrich entbehren, wenn sie mindestens zweimal geölt werden.

An den Blindrahmen schlägt, ringsum in einem Falz liegend, der Flügelrahmen, dessen Querschnitt an drei Seiten, und zwar seitlich und oben, der gleiche ist. Der untere Teil des Flügelrahmens hat jedoch einen anders ausgebildeten stärkeren Querschnitt und heißt Wetterschenkel. Diese Bezeichnung kommt daher, weil der vorspringende Holzansatz, der aber nicht etwa als besonderes Stück aufgeschraubt, sondern mit dem Rahmen aus einem Stück gearbeitet ist, bei geschlossenem Fenster über den Blindrahmen vorsteht und verhindert, daß der Wind Regen oder Schnee in den Falz treibt. Zum Abtropfen des an den Scheiben herunterlaufenden Wassers hat der Wetterschenkel eine Wassernase.

Die Sprossen werden dünn, nur 2,5 cm hoch, aber so dick wie der Flügelrahmen hergestellt, der im vorliegenden Falle 3,5 cm stark angenommen wurde. Der Kämpfer ist um seine Profilierung stärker als der Blindrahmen; diese Verstärkung ist um so gerechtfertigter, als die Beanspruchung des Kämpfers durch Flügel und Oberlicht eine große ist, besonders dann, wenn der Oberlichtflügel nach unten klappt, also dessen Bänder am Kämpfer sitzen. Die Abb. 565 u. 567 zeigen, wie rechts und links der Flügelrahmen mit seinem Falz in den Falz des Blindrahmens schlägt.

Das Zusammenschlagen der beiden senkrechten, Höhenschenkel genannten Rahmen geschieht, wie aus Abb. 566 ersichtlich, durch einen Falz, der dem Fenster aber Spielraum zum Ausdehnen beim Quellen lassen muß. Die Dichtung geschieht also nur an der einen Berührungsstelle und wäre eine ungenügende, wenn nicht innen und außen der Falz durch eine aufgeschraubte Schlagleiste gedeckt wäre. Diese Schlagleiste wird aber am besten nicht besonders aufgesetzt, sondern mit dem Höhenschenkel, an dem sie sitzt, aus einem Stück gearbeitet.

c) **Die Verglasung** der Flügel geschieht derart, daß die Scheiben in einen Falz, den Kittfalz, nachdem sie vorher daselbst mit Stiften befestigt sind, eingekittet werden. Doch hat der Kitt nicht den Zweck, die Scheibe zu halten, sondern eine gute Dichtung zu bewirken.

Das am meisten zum Verglasen der Fenster benutzte Glas ist das sogenannte rheinische Tafelglas; zu besseren Zwecken verwendet man das Spiegelglas, das geschliffenes feinstes Tafelglas ist. Das Glas wird in verschiedenen Stärken hergestellt und zwar: 2 mm stark oder $\frac{4}{4}$ Glas, 3 mm stark oder $\frac{6}{4}$ Glas, 4 mm stark oder $\frac{8}{4}$ Glas. Es empfiehlt sich, bei Vergebung der Glaserarbeit nicht nur die Nummer des Glases, sondern auch seine Stärke in mm anzugeben und bei der Ausführung der Arbeit diese selbst zu prüfen, weil auch teilweise noch Zwischennummern $\frac{5}{4}$ und $\frac{7}{4}$ Glas hergestellt werden und diese Nummern leicht statt anderer vorgeschriebenen größerer Stärken geliefert werden können. Statt $\frac{4}{4}$ Glas sagt man auch einfaches, statt $\frac{6}{4}$ Glas anderthalbfaches und statt $\frac{8}{4}$ Glas Doppelglas.

Bezüglich seiner Güte unterscheidet man 4 Qualitäten oder Wahlen. Die erste ist die ganz reine Sorte, die als die beste natürlich auch am teuersten ist. Die am meisten verwendete Glassorte ist die halbreine, die bei allen Mietshäusern und einfachen Wohngebäuden zur Verwendung kommt. Die geringste Sorte wird zur Verglasung untergeordneter Räume, wie Ställe und dgl. verwendet. Die verschiedenen Qualitäten unterscheiden sich also durch ihre Reinheit; reines Glas läßt das Sonnenlicht fast ungebrochen durch und sieht wasserhell aus, während unreines Glas das Licht stark bricht und beim Durchsehen die Gegenstände verzerrt erscheinen läßt.

d) **Fensterbrüstung und Fensterbrett.** Unterhalb des Fensters befindet sich im Innern des betreffenden Wohnraumes eine Fensterbrüstung aus Holz, die selbst in ganz

einfachen Wohnhäusern hergestellt wird und einem Verputz und der Tapete gegenüber den Vorteil der größeren Haltbarkeit hat. Denn da bei sehr starken Schlagregen durch den Wind, selbst bei einem sonst leidlich dichten Fenster, das Regenwasser unterhalb des Wetterschenkels in das Innere des Wohnraumes getrieben wird, so läuft das Wasser, wenn nicht genügend gute Vorkehrungen dagegen getroffen sind, an der Fensterbrüstung herunter und verdirbt ein ungeeignetes Material. Auch würde durch das Hinaussehen aus dem Fenster Tapete und dgl. leicht beschmutzt oder durch die Füße abgetreten werden. Eine Holzbrüstung dagegen ist, wenn mit Ölfarbe gestrichen, abwaschbar und überhaupt in jeder Hinsicht haltbarer.

Aber nicht nur durch Schlagregen kann Wasser ins Innere eines Zimmers gelangen, sondern auch durch Niederschläge an der Innenseite der Scheiben und zwar im Winter, wo die Temperatur außen geringer als innen ist. Für dieses Niederschlags- oder Schwitzwasser, sowie für das Schlagregenwasser, welch letzteres natürlich nur an der Wetterseite eines Hauses entsteht, muß Vorkehrung zur sofortigen Ableitung nach außen oder zur Ansammlung in Behältern im Innern getroffen werden. Jedenfalls ist aber das, die Fensterbank abdeckende Fenster- oder Simsbrett auf seiner Oberfläche mit einer ungefähr $\frac{1}{2}$ bis 1 cm tiefen und 5 bis 10 cm breiten Rinne zu versehen, die das Ansammeln geringer Wassermengen ermöglicht. Von dieser Rinne aus kann ein Rohr von 1 bis 2 cm lichter Weite durch den Blindrahmen hindurch das Wasser auf die Fensterbank leiten. Dieses Rohr verstopft sich aber oft und genügt dann nicht mehr seinem Zweck. Bei sehr großen Fenstern, die an der Wetterseite liegen, bringt man auch im Innern der Räume unterhalb des Fensterbretts einen Sammelkasten aus Blech an, der abnehmbar sein muß, um geleert werden zu können, und in den das Wasser vom Fensterbrett aus geleitet wird.

Das Fensterbrett, das immer aus Eichenholz hergestellt werden sollte, greift in eine Nut des Blindrahmens ein und liegt mit seiner vorstehenden Unterfläche auf der Fensterbrüstung auf, die aus Friesen und Füllungen zusammengestemmt und auf Mauerdübel genagelt ist, deren mindestens zwei sich auch in der Fensterbank befinden müssen (s. in Abb. 564).

e) Klapp-Fensterladen. Um, besonders bei Nacht, Unberufenen das Hineinsehen in die Wohnräume von der Straße aus unmöglich zu machen, sowie um sich vor Witterungseinflüssen und Einbrechern zu schützen, verschließt man die Fensteröffnung bei kleinen Wohnhäusern und besonders auf dem Lande ausschließlich mit Holz-Klappladen. Diese sind entweder, in ganz einfachen Fällen, auf der Oberfläche vollständig glatt, indem die Bretter unter sich gespundet und mit Einschubleisten versehen sind, oder, wie in Abb. 557, gestemmt, so daß Füllungen entstehen. Die oberste Füllung erhält sog. Lichtschlitze, die auch bei geschlossenen Laden am Tage etwas Licht hereinlassen und den Raum notdürftig erhellen. Diese Lichtschlitze werden durch jalousieartig schräg zwischen den Friesen sitzenden Brettchen gebildet, wie dies der Schnitt des Ladens in Abb. 557 zeigt.

Die Laden sind an Bändern, die sich um im Gewände eingebleiten Kloben drehen, aufgehängt und schlagen in einen Falz, der an den Gewänden und dem Sturz 2 cm tief und ebenso breit ausgearbeitet ist. Diese Klappladen bilden an kleinen einfachen Häusern, wenn richtig verwendet, ein Dekorationsmittel und sind charakteristisch für manche Gebäude, wie z. B. ein Landhaus und dgl. In geöffnetem Zustande muß jeder Laden mit einer Reibervorrichtung gehalten werden, damit ihn der Wind nicht zuschlägt. Geschlossen werden diese einfachen Laden dadurch, daß mittels eines Ringes ein Flügel, gewöhnlich der linke, zugezogen wird, während der rechte Laden, wie beim Fensterverschluß mit einer Schlagleiste auf den linken schlägt und dann selbst mit Hilfe eines

Hakens, der in eine bei zweiflügeligen Fenstern im Höhenschenkel des linken Flügels sitzenden Öse greift, festgehalten wird.

f) Verschiedene Falze der Fenster. Bei dem im Vorstehenden besprochenen einfachen Fenster geschah die Dichtung mit dem Blindrahmen und an den mittleren Höhenschenkeln mittels eines einfachen geraden Falzes. Bei besseren Fenstern und städtischen Wohnhäusern wählt man einen dichteren Falz. So zeigt Abb. 568 den

Abb. 568 bis 570. Verschiedene Falze der Fenster. M. 1 : $3\frac{1}{3}$.

Abb. 568. Schräger Falz. Abb. 569. Karniesfalz. Abb. 570. Wulstfalz.

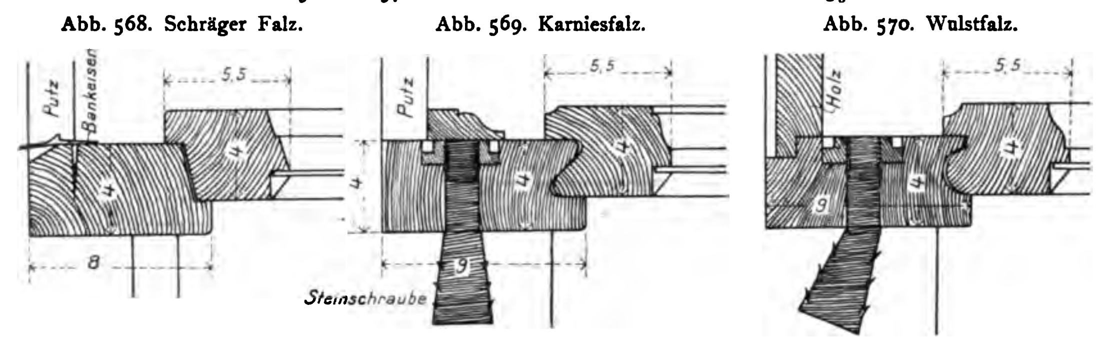
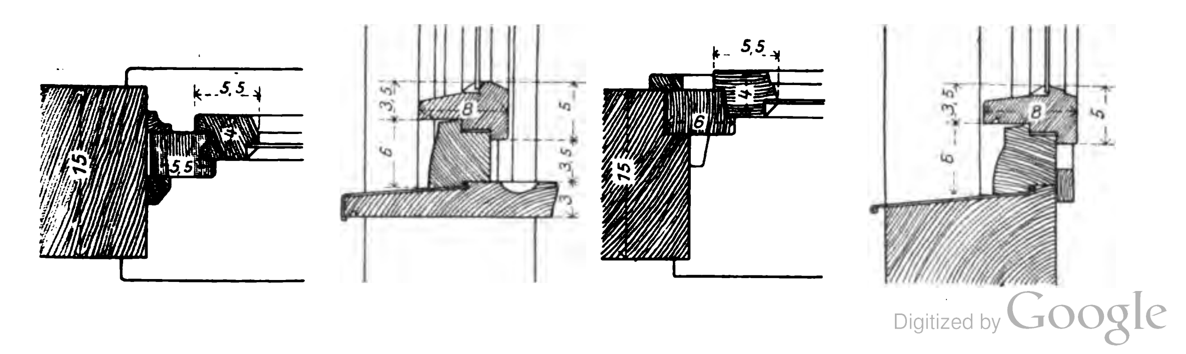


Abb. 571 bis 574. Verschiedene Falze der Höhenschenkel. M. 1 : 3.

Abb. 571. Schräger Falz. Abb. 572. Wulstfalz.

Abb. 573. Wulstfalz. Abb. 574. Schräger Doppelfalz.

Abb. 575 bis 578. Anschlagen der Fenster bei Fachwerksbauten. M. 1 : $6\frac{2}{3}$.



schrägen Falz, sowie die Befestigung des Blindrahmens mittels Bankeisen. Der Flügelrahmen hat hier im Innern eine Profilierung in Form einer doppelten Abschrägung.



Abb. 579 bis 581. Doppelfenster mit Rolladen. M. 1 : 25.

Abb. 579. Ansicht.

Abb. 580. Grundriß.

Abb. 581. Querschnitt.

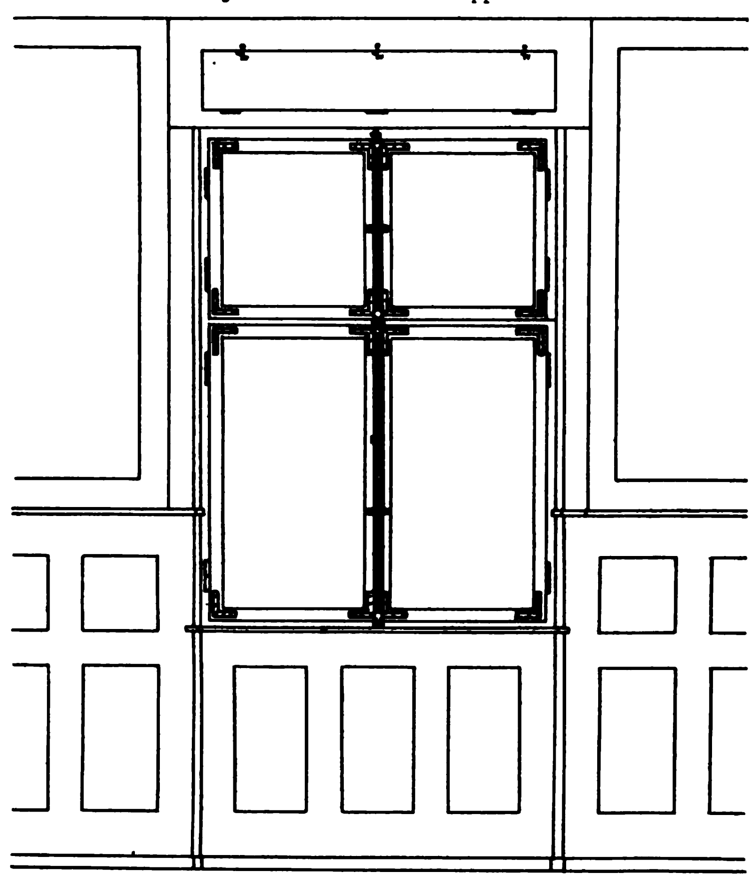
In Abb. 569 ist ein Falz in S-Form, Karniesfalz genannt, dargestellt, wobei der Blindrahmen mit Steinschrauben befestigt wurde. Um den Anschluß des Verputzes an das Holz im Innern des Raumes zu verdecken, ist auf den Blindrahmen eine Eckleiste

genagelt oder besser geschraubt. Der Flügelrahmen hat ein Karniesprofil. Abb. 570 zeigt einen Wulstfalz. Alle Falze dürfen jedoch nur solche Profile haben, die den Flügelrahmen leicht öffnen und ihn ebenso schließen lassen, ohne daß er sich klemmt.

Die Fälzung der mittleren Höhenschenkel, sowie das Zusammenstoßen der Wetterschenkel, ist in den Abb. 571 bis 574 dargestellt. Abb. 571 zeigt den schrägen Falz, Abb. 572 u. 573 führen Wulstfalze und Abb. 574, eine Verbesserung des schrägen Falzes, stellt einen schrägen Doppelfalz dar.

Die Abb. 575 u. 576, sowie 577 u. 578, die je zusammengehören, zeigen das Anschlagen der Fenster bei Fachwerksbauten. In Abb. 575 ist der Blindrahmen

Abb. 582. Innenansicht des Doppelfensters.



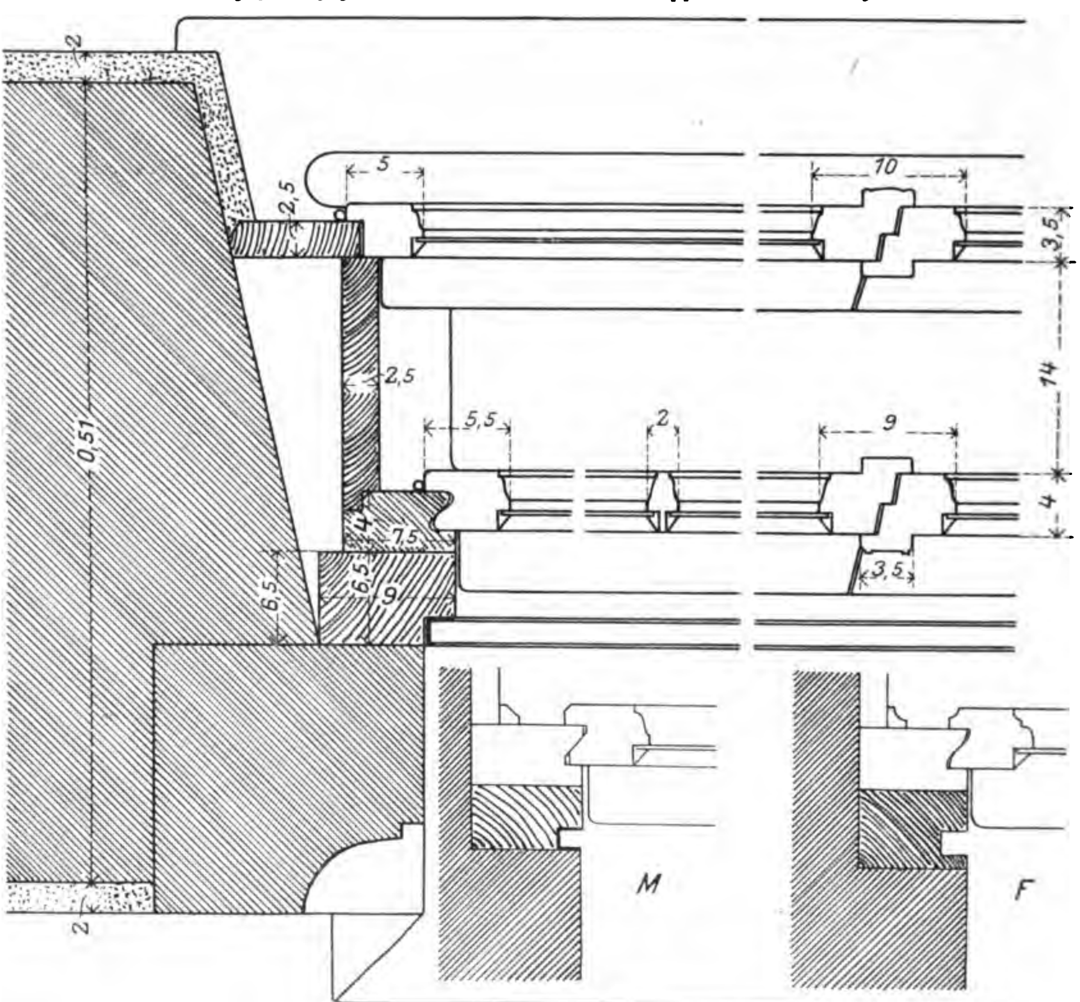
zwischen die Fensterpfosten gesetzt und die Anschlußfuge auf beiden Seiten durch Eckleisten geschlossen. Abb. 576 gibt den Schnitt durch den Wetterschenkel und das Fensterbrett, das hier für außen und innen aus einem Stück besteht und außen mit Blech beschlagen ist. In Abb. 577 ist das Anschlagen des Blindrahmens in einen Falz des Fensterpfostens dargestellt. Auch hier schließen Leisten die Fugen zwischen Blindrahmen und Fensterpfosten, bzw. zwischen jenem und dem Brustriegel. Abb. 578 zeigt den Schnitt durch den zugehörigen Wetterschenkel und den untern Teil des Blindrahmens.

g) Doppelfenster mit Rolladen. Wenn auch durch gute Arbeit und zweckentsprechende Konstruktion der Fenster bis zu einem gewissen Grad eine Dichtung gegen Zugluft erreicht wird, so ist diese nie eine für alle Fälle genügende. Bei besseren

Wohnhäusern und Villen, besonders bei freistehenden, die den Winden sehr ausgesetzt sind, verwendet man daher als beste Konstruktion das Doppel- oder Kastenfenster, d. h. zwei hintereinandersitzende Fenster, die an einen 10 bis 15 cm tiefen, einen Kasten bildenden Futterrahmen anschlagen. Denn die Dichtung durch zwei Fenster ist natürlich eine bessere als die nur eines einfachen Fensters.

Die Abb. 579 bis 581 zeigen in Ansicht, Grundriß und Querschnitt, ein solches Doppelfenster, das ein zweiflügeliges Fenster mit Oberlichtflügeln und Sprossenteilung

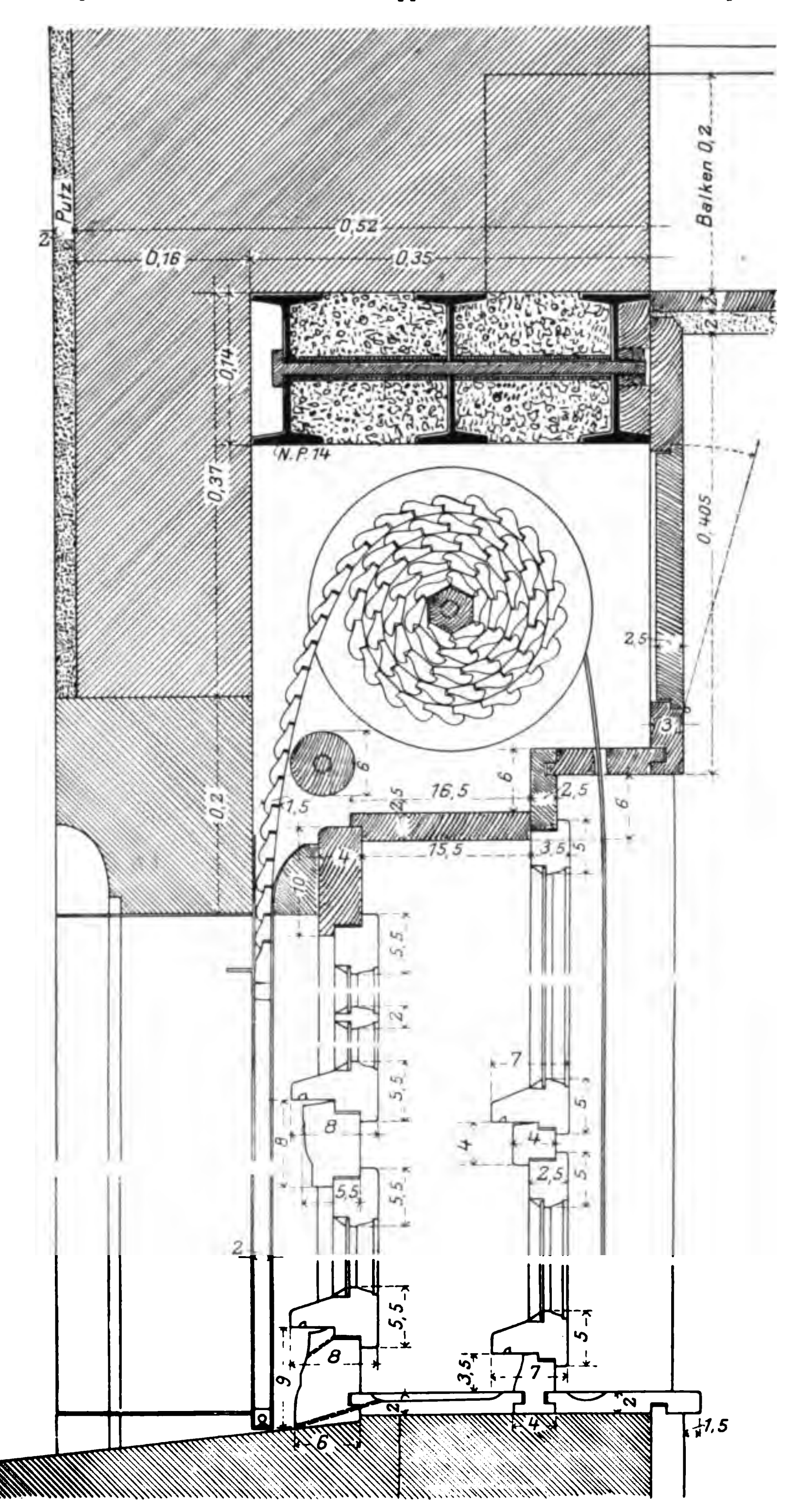
Abb. 583 bis 585. Horizontalschnitt durch das Doppelfenster. M. 1 : 5.



ist. In Abb. 582 ist dasselbe Kastenfenster von innen dargestellt, wo es aber keine Sprossenteilung besitzt, sondern des besseren Aussehens wegen jeder Flügel mit nur einer Scheibe verglast ist. Rechts und links stößt eine Vertäfelung an das Fenster, deren unterer Teil mit der Fensterbrüstung in einer Höhe liegt.

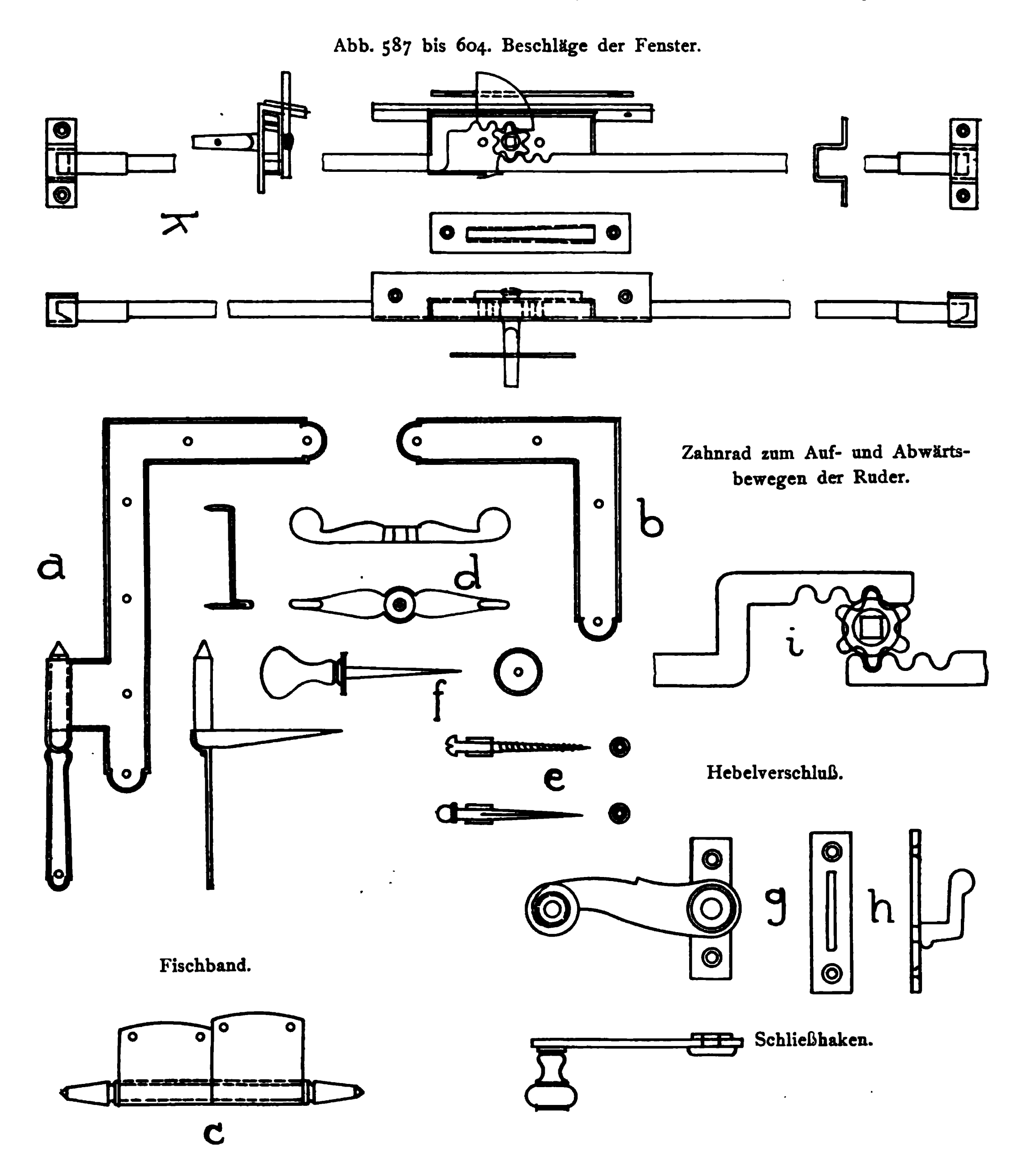
Der Horizontalschnitt durch das besprochene Doppelfenster ist in Abb. 583, der senkrechte Schnitt in Abb. 586 dargestellt. Schwitzwasser kann sich bei einem Kastenfenster nicht bilden, weil die Luft zwischen den beiden Fenstern eine zwischen Außen- und Innentemperatur vermittelnde Wärme aufweist, wodurch ein Beschlagen der Fenster unmöglich wird.

Abb. 586. Vertikalschnitt durch das Doppelfenster mit Rolladen. M. 1 : $6\frac{2}{3}$.



Der Verschluß der Fensteröffnung erfolgt hier, nicht wie in Abb. 557 durch einen Klappladen, sondern durch einen Rolladen, der so konstruiert ist, daß er hinausgestellt werden kann (s. Abb. 581), was bei Sonnenschein sehr angenehm ist. Ein solcher Rolladen besteht aus einzelnen, 1 bis 1,5 cm starken und 3 bis 5 cm breiten

Abb. 587 bis 604. Beschläge der Fenster.



Lättchen aus Kiefernholz, bei großen Rolladen aus Eichenholz, durch die zwei oder mehrere der Höhe des Fensters nach durchgehende Hanfgurte laufen. Häufig werden diese Gurte durch einzelne kleine biegbare Stahlbänder ersetzt, die je zwei Lättchen derart miteinander verbinden, daß diese sich auseinanderziehen und dadurch Lichtschlitze bilden, oder ganz zusammenschieben lassen. Diese Konstruktion ermöglicht es, daß der Rolladen beim aufziehen sich um eine Welle legen kann, wie dies Abb. 586 zeigt, bei

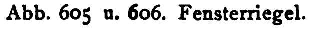
der die Rolladenstäbe mit einer Gurt durchzogen sind. Das Herunterlassen und Aufziehen des Ladens geschieht durch eine Gurt, die sich auf die Welle des Rolladens aufwickelt bzw. bei dessen Aufziehen wieder abwickelt.

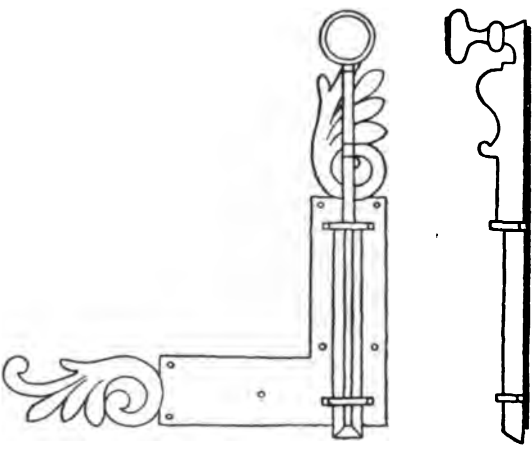
Der Rolladenballen befindet sich in einem besonderen Kasten (Abb. 586), der oberhalb der Fensteröffnung eingebaut ist und zum Zweck einer etwa notwendig werdenden Reparatur am Laden mit einer zu öffnenden Klappe versehen sein muß. Zur Führung des sich auf- und abwärts bewegenden Ladens dient eine an den Gewänden befestigte U-förmige Laufschiene, die, wenn der Laden zum Hinausstellen eingerichtet ist, im lichten des Fensters sitzt (Abb. 583). Andernfalls liegt die Laufschiene wie im Detail *M* (Abb. 584) am Anschlag des Gewändes. Im Detail *F* (Abb. 585) ist die eiserne Schiene durch eine hölzerne Laufnut ersetzt.

h) Beschläge der Fenster (Abb. 587 bis 604). Der wichtigste Beschlag beim Fenster ist das Band, in welchem sich die Flügel leicht drehen lassen müssen und das ein Winkel- oder Fischband sein kann. In den Abb. 587 bis 604 ist bei *a* ein Winkelband dargestellt, dessen Winkel auf den Flügelrahmen aufgeschraubt wird, während seine Öse sich um einen Kloben oder Dorn dreht, der in den Blindrahmen geschlagen und durch eine auf den Blindrahmen geschraubte Stütze getragen wird. Ein solcher Kloben heißt Stützkloben. Die Figur *b* zeigt einen Winkel, Scheinecke genannt, der in die Flügelrahmenecke bündig eingelassen und aufgeschraubt wird und dazu dient, die nur aus schwachem Holz zusammengezapften Schenkel fest miteinander zu verbinden, damit der Flügelrahmen sich nicht verschiebt.

In Figur *c* ist ein Fischband dargestellt, das aus zwei Lappen besteht, deren einer mit einem Dorn versehen ist, um den sich der andere mit seiner Hülse oder Büchse dreht. Von diesen beiden Lappen wird der eine in den Blindrahmen, der andere in den Flügelrahmen eingestemmt und zwar in der Dicke des Holzes, so daß von ihnen nach dem Anschlagen nichts mehr zu sehen ist. Die feste Verbindung mit dem Holz geschieht durch in die beiden Löcher eines jeden Lappens eingeschlagene Stifte.

Bei Fenstern auf dem Lande geschieht das Schließen des Fenster- und des Oberlichtflügelrahmens durch einen Reiber (Fig. *d*), der auf den Kämpfer mit einer Schraube oder einem Stift (Fig. *e*) befestigt ist und zu gleicher Zeit Oberlicht- und Fensterflügelrahmen zuhält. Doch muß hierbei der letztere am Wetterschenkel noch durch einen Riegel oder Schieber (Abb. 605 u. 606) festgehalten werden, der in ein in das Fensterbrett eingelassenes Schließblech eingreift.


Abb. 605 u. 606. Fensterriegel.



Zum Zuziehen eines Flügels dient ein Knopf (Fig. *f*), zum Verschließen eines einflügeligen Fensters der in den Figuren *g* u. *h* dargestellte Hebelverschluß, bei dem der Schließhaken *h* auf dem Blindrahmen, der Hebel *g* dagegen auf dem Flügelrahmen sitzt. Wird nun der Hebel *g* in den Schließhaken *h* eingelegt, so ist das Fenster geschlossen.

Ein zweiflügeliges Fenster, besonders in besseren Wohnhäusern, verlangt jedoch einen anderen Verschluß. Ein solcher, rascher und sicherer wirkend, bei dem durch Drehen eines, Olive genannten Griffes zwei lange Riegel oder Ruder, der eine nach oben, der

andere nach unten, in eine am Kämpfer und Blindrahmen sitzende Öse oder in ein dort befindliches Schließblech geschoben wird, ist in Figur *k* dargestellt. Dieses Auf- und Abwärtsbewegen der Ruder geschieht dadurch, daß an der horizontalen Achse des Griffes ein Zahnrad (Fig. *i*) befestigt ist, das in die Zähne der Ruder greift und diese durch Drehen jenes Rades entweder auf- oder abwärts schiebt. Dieses Zahnrad befindet sich in einer 3 cm breiten eisernen Umhüllung, die in den Höhenschenkel eingelassen ist. Außer den beiden Rudern wird durch das Zahnrad auch noch ein in gleicher Höhe sitzender Reiber in ein im andern Flügel eingelassenes Schließblech gedreht, so daß die Flügel an drei Punkten geschlossen gehalten werden. Ein derartiger Verschluß heißt Bascule-Verschluß.

Die Beschläge des besprochenen Kastenfensters, bestehend aus Fischbändern, Scheinecken und dem Bascule-Verschluß, sind in Abb. 582 gezeichnet. Das äußere Fenster kann dieselben Beschläge wie das innere bekommen, so daß dann jeder Flügel für sich zu öffnen und zu schließen ist. Bequemer ist es jedoch, die äußeren Flügel mit den inneren so zu verkuppeln, daß sie beim Öffnen der inneren mit aufgehen und beim Schließen durch diese zugedrückt werden.

IV. Kapitel.

Eisenkonstruktionen.

Bearbeitet von

Georg Rüth,

Diplom-Ingenieur in Firma Dyckerhoff & Widmann in Biebrich a. Rh.[1])

(Mit 480 Abbildungen.)

I. Der Baustoff und die Grundlagen der Berechnung.

A. Das Eisen als Material.

§ 1. Die verschiedenen Eisensorten. Das für technische Zwecke hergestellte Eisen zerfällt je nach seinem Gehalt an Kohlenstoff in Roheisen (Gußeisen), Schmiedeeisen und Stahl. Mit der Zunahme des Kohlenstoffgehalts wird die Schmelztemperatur erniedrigt, während die Schweiß- und Schmiedetemperatur zunimmt, so daß das Eisen um so leichter schmelzbar und um so schwerer schmied- und schweißbar wird, je höher der Kohlenstoffgehalt ist.

1. Das Roheisen wird aus den Eisenerzen (Spateisenstein, Brauneisenstein, Roteisenstein, Magneteisenstein) dadurch gewonnen, daß diese nach entsprechender Vorbereitung mit festen Brennstoffen im Hochofen verschmolzen werden. Der Kohlenstoffgehalt dieses so gewonnenen Eisens schwankt ungefähr zwischen 2,5 bis 5%. Durch diesen verhältnismäßig hohen Kohlenstoffgehalt ist das Roheisen leicht schmelzbar (bei ungefähr 1000—1200°), hart und spröde, jedoch nicht schmied- und schweißbar.

Je nach der Beschaffenheit des im Eisen enthaltenen Kohlenstoffs und der hierdurch bedingten Farbe unterscheidet man:

a) *Weißes Roheisen*, bei dem der Kohlenstoff chemisch gebunden ist. Dieses weiße Eisen ist sehr hart und spröde und eignet sich deshalb nicht zur Verwendung in der Bautechnik, sondern dient hauptsächlich zur Herstellung von Stahl und Schmiedeeisen.

b) *Graues Roheisen*, bei dem nur der geringere Teil des Kohlenstoffs chemisch gebunden, der größere Teil jedoch mechanisch als Graphit beigemengt ist. Dieses graue Roheisen ist weicher und weniger spröde als das weiße Eisen, läßt sich leicht bearbeiten und wird hauptsächlich zu Formguß verwendet. Eine Mischung aus grauem und weißem Eisen bezeichnet man als »halbiertes Eisen«.

c) *Gußeisen* ist graues oder ausnahmsweise auch halbiertes Roheisen, das zwecks Reinigung in Kupol- oder Flammöfen umgeschmolzen worden ist. Dieses Gußeisen

[1]) Früher langjähriger Assistent des Geh. Baurat Prof. Dr. LANDSBERG an der Technischen Hochschule zu Darmstadt und Lehrer an der Großh. Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt. Der Herausgeber.

wird zur Herstellung von Eisengußwaren verwendet; es besitzt die hierzu nötigen Eigenschaften, leicht flüssig zu werden, beim Erstarren sich etwas auszudehnen und somit die Form gut auszufüllen.

Wird das graue oder halbierte Eisen beim Guß rasch abgekühlt, z. B. durch Eingießen in kalte, eiserne Formen, so verwandelt es sich an seinem Umfang bis zu einer gewissen Tiefe in weißes Eisen; es wird also an der Oberfläche besonders hart, während der Kern grau, weich und zäh bleibt. Einen solchen Guß, der recht widerstandsfähig ist, nennt man »Hartguß«.

Will man Gußstücke aus weißem Eisen nach ihrer Herstellung weich und zäh gestalten, also bearbeitungsfähig machen, so kann dies durch nachträgliches Glühen mit gepulvertem Roteisenstein oder Holzkohlenstaub geschehen. Hierdurch erhält man den sog. Temperguß oder schmiedbaren Guß.

2. Das schmiedbare Eisen wird aus dem Roheisen durch Verringerung des Kohlenstoffgehalts auf 1,6 und weniger Prozent nach den verschiedenen Entkohlungsverfahren gewonnen, und zwar unterscheidet man, je nachdem das schmiedbare Eisen härtbar ist oder nicht, zwei Hauptarten, nämlich: das nicht härtbare Schmiedeeisen und den härtbaren Stahl.

Der Kohlenstoffgehalt des Schmiedeeisens ist geringer als der des Stahls. Nach der Herstellungsweise werden diese beiden Hauptarten des schmiedbaren Eisens in je zwei Unterarten geschieden: das Schmiedeeisen in Schweiß- und Flußeisen, der Stahl in Schweiß- und Flußstahl.

a) *Das Schmiedeeisen* ist durch den geringen Kohlenstoffgehalt schmiedbar, schweißbar und schwerer schmelzbar als Roheisen (Schmelztemperatur bei 1500° und höher), aber nicht härtbar, wenigstens nicht merklich. Durch diese letzte Eigenschaft unterscheidet es sich gerade vom Stahl, der durch besondere Bearbeitung eine bedeutende Vergrößerung seiner Härte gestattet, d. h. härtbar ist.

Der Übergang von Schmiedeeisen in Stahl, also die Grenze, bei der eine merkliche Härtbarkeit des Eisens beginnt, läßt sich im allgemeinen nicht genau festlegen; auch ist die Eigenschaft der Härtbarkeit nicht, wie früher angenommen wurde, allein an den größeren Kohlenstoffgehalt gebunden, sondern es kann diese Eigenschaft auch bei sehr geringem Kohlenstoffgehalt durch Beimischung von Silizium, Mangan usw. bedingt sein. Deshalb wird allgemein für die Unterscheidung von Schmiedeeisen und Stahl nicht nur die Härtbarkeit zugrunde gelegt, sondern man nimmt hierzu noch die Zugfestigkeit des Materials zu Hilfe; und zwar bezeichnet man in der Regel ein Eisen, dessen Zugfestigkeit größer oder gleich 4500 kg/qcm ist, als Stahl, und ein Eisen mit geringerer Zugfestigkeit als Schmiedeeisen.

α) Schweißeisen wird durch das »Frischen« oder »Puddeln« in geeigneten Öfen aus geschmolzenem Roheisen gewonnen, indem man diesem in teigigem Zustande den größeren Teil des Kohlenstoffs entzieht. Hierbei wird das flüssige Roheisen mit oxydreichen Schlacken vermengt und dieses Gemisch im Flammofen in dickflüssigem Zustand weiter erhitzt; nicht im dünnflüssigem, weil beim dickflüssigen Zustand eine bessere Mischung von Eisen und Schlacken vorhanden ist.

Durch diese Erhitzung wird der im Eisen enthaltene Kohlenstoff oxydiert und der Kohlenstoffgehalt des Eisens immer geringer. Mit dieser Abnahme des Kohlenstoffs wird das Eisen strengflüssiger, und um eine weitere Verbrennung des Kohlenstoffs zu erzielen, muß die Masse umgerührt (gepuddelt) werden, bis schließlich ein teigiger Eisenklumpen entsteht, der mit flüssiger Schlacke durchsetzt ist und Luppe genannt wird. Unter dem Dampfhammer wird nun die Schlacke ausgepreßt und das übrig bleibende Eisen zweckmäßig unter Verwendung der noch darin enthaltenen Hitze aus-

gehämmert und ausgewalzt. Dieses so erhaltene Schweißeisen ist nicht vollständig frei von Schlacke, jedoch sehr zäh, leicht schmied- und schweißbar.

β) Flußeisen. Beim Flußeisen, aus dem Roheisen durch Entkohlung in flüssigem Zustand gewonnen, unterscheidet man je nach den Herstellungsverfahren von BESSEMER, THOMAS und MARTIN die Sorten: Bessemer-, Thomas- und Martinflußeisen. Das durch diese drei Verfahren gewonnene Eisen ist frei von Schlacke.

Beim Bessemer-Verfahren wird flüssiges, siliziumreiches Roheisen, das direkt dem Hochofen entnommen oder zuvor in Kupolöfen umgeschmolzen worden ist, in ein birnenförmiges Gefäß, die Bessemer Birne, gefüllt und durch am Boden der Birne befindliche Öffnungen, sog. Düsen, atmosphärische Luft unter großem Druck eingepreßt. Durch diese starke Luftzufuhr verbrennen Kohlenstoff, Silizium und Mangan, die im Roheisen enthalten sind, und die bei dieser Verbrennung entstehende Hitze ist so groß, daß auch das kohlenstoffärmere Eisen in flüssigem Zustand erhalten bleibt.

Die Bessemer Birne ist im Innern mit einer feuerfesten, kieselsäurereichen Ausfütterung versehen, und nach dieser sauren Ausfütterung bezeichnet man dieses Verfahren auch als saures Verfahren. Nachdem die Entkohlung bis zum gewünschten Grade vorgeschritten ist, wird das fertige Produkt durch Umkippen der Birne entnommen und nach Abkühlung bis zur Walztemperatur unter Ausnutzung der einmal vorhandenen Hitze ausgewalzt. Die ganze Blasezeit dauert 20—25 Minuten.

Durch dieses Bessemer-Verfahren wird der etwa im Roheisen enthaltene Phosphor nicht entfernt, und da phosphorhaltiges Eisen bedeutende Fehler hat, z. B. brüchig ist, so kann aus phosphorhaltigen Erzen durch dieses Verfahren kein brauchbares Eisen gewonnen werden. Bemerkt sei, daß die meisten deutschen Eisenerze phosphorhaltig sind.

Zu phosphorhaltigen Erzen verwendet man an Stelle des sauren Verfahrens das Thomas-Verfahren, auch basisches Verfahren genannt.

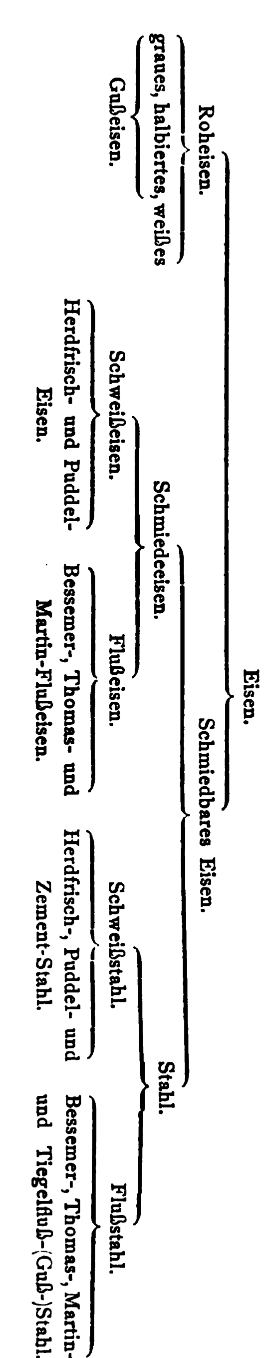
Zu diesem Verfahren kommt ein phosphorhaltiges, siliziumarmes Roheisen zur Verwendung. Die Birne ist hier nicht sauer, sondern basisch ausgefüttert, und während des Blasens gibt man einen basischen Zuschlag von gebranntem Kalk. Bei der Entkohlung verbrennt zugleich der Phosphor und dient als Hitze-Erzeuger. Die Dauer dieses Verfahrens ist etwas kürzer als die des sauren Verfahrens, da der Entkohlungsprozeß ungefähr 15 bis 20 Minuten beansprucht. Das hierdurch sich ergebende Produkt nennt man Thomaseisen; es wird in Deutschland in großen Massen und sehr billig hergestellt.

Beim Martin-Verfahren, auch Martin-Siemens-Verfahren genannt, wird flüssiges Roheisen mit festem schmiedbarem Eisen im Flammofen mit Regenerator-Feuerung von Siemens zusammengeschmolzen; dieser Zuzatz von festem, schmiedbarem Eisen, zu dem meist Abfälle der Flußeisenverarbeitung Verwendung finden, wird nach und nach dem flüssigen Roheisen beigegeben. Bei dem Entkohlungsprozeß verbrennt außer Kohlenstoff noch Silizium und Mangan, und das sich ergebende Endprodukt kommt unter dem Namen Martin-Flußeisen in den Handel.

Auch bei dem Martin-Verfahren unterscheidet man ein saures Verfahren für siliziumreiches und ein basisches Verfahren für phosphorhaltiges Eisen. Bei dem sauren Verfahren wird wieder eine kieselsäurereiche Ausfütterung, bei dem basischen Verfahren dagegen eine solche von gebranntem Dolomit verwendet.

Bei dem basischen Verfahren wird ebenfalls ein Zuschlag von gebranntem Kalk beigegeben. Die Dauer des Entkohlungsprozesses ist ungefähr die gleiche wie bei der Schweißeisenerzeugung und beträgt 4 bis 6 Stunden. Diese längere Dauer ermöglicht es, mit großer Sicherheit ein Eisen mit dem jeweils vorgeschriebenen Kohlenstoffgehalt und von ganz bestimmter Qualität herzustellen, weil im Laufe des Verfahrens jederzeit Proben entnommen werden können.

Jedoch kann man auch bei dem schnellverlaufenden Thomasprozeß ein in jeder Beziehung gutes Material erzielen, da es möglich ist, aus der Farbe und dem Spektrum der aus der Birne schlagenden Flamme den jeweiligen Stand des Entkohlungsprozesses zu erkennen; sehr oft wird auch das Verfahren des Zurückkohlens angewandt, bei dem die Entkohlung zu weit getrieben wird, so daß es nötig wird, den gewünschten Kohlenstoffgehalt durch entsprechenden Zusatz von kohlenstoffreicherem Eisen zu erzielen.



b) *Der Stahl.* Der Kohlenstoffgehalt des Stahls schwankt zwischen 0,25 bis 1,6 %. Der Stahl ist weniger leicht schmied- und schweißbar als das Schmiedeeisen und unterscheidet sich von diesem besonders durch seine Härtbarkeit, welche Eigenschaft darin besteht, daß durch plötzliches Abkühlen nach dem Erhitzen die Härte bedeutend vergrößert werden kann. Nach der Herstellungsweise scheidet man den Stahl wieder in zwei Unterabteilungen: Schweißstahl und Flußstahl.

α) Schweißstahl wird in teigartigem Zustand durch das Herdfrisch- oder Puddelverfahren (Herdfrisch- oder Puddelstahl) gewonnen; hierbei darf aber die Entkohlung nicht so weit vorgenommen werden, wie bei der Schweißeisengewinnung.

Eine andere Herstellungsart ist die Stahlgewinnung durch Zurückkohlen von Schweißeisen, indem durch Glühen von Schweißeisen mit kohlenstoffreichen Körpern oder mit Kohlenpulver der sog. Zementstahl gewonnen wird.

β) Flußstahl wird nach dem Bessemer-, Thomas- und Martin-Verfahren hergestellt und zwar hauptsächlich durch Zurückkohlen, indem zunächst zu stark entkohlt und nachträglich der erforderliche Kohlenstoff wieder zugeführt wird. Je nach dem angewandten Verfahren unterscheidet man Bessemer-, Thomas- und Martinstahl.

Als weiteres Herstellungsverfahren kommt noch das Tiegelverfahren in Betracht, wobei es sich um eine unmittelbare Herstellung von Flußstahl durch Zusammenschmelzen von Roheisen mit Schmiedeeisen oder auch durch Umschmelzen von Rohstahl handelt. Dieses Schmelzen geschieht in Tiegeln und muß unter Abschluß der Luft und der Feuergase vorgenommen werden. Der hierdurch gewonnene vorzügliche Stahl wird Tiegelflußstahl oder kurz auch Gußstahl genannt.

Eine Zusammenstellung der verschiedenen Eisensorten ist nebenstehend abgedruckt.

§ 2. Die Eigenschaften und die Verwendung des Eisens. Die Verwendung der verschiedenen Eisensorten ist durch deren Eigenschaften bedingt.

1. **Das Gußeisen** hat gegenüber den anderen Eisensorten den Vorzug des leichten Gießens und den damit verbundenen Vorteil der leichten Formbarkeit; dagegen sind wesentliche Nachteile vorhanden, die die Verwendung des Gußeisens im Eisenhochbau und besonders im Brückenbau sehr beschränken, nämlich die geringere Widerstandsfähigkeit und große Sprödigkeit. Die geringere Widerstandsfähigkeit bedingt geringere Zug- und Druckfestigkeiten als beim Schmiedeeisen, die Sprödigkeit macht das Material sehr empfindlich gegen Stöße.

Die zulässige Beanspruchung auf Zug beträgt 250 kg/cm, diejenige auf Druck 500 kg/qcm.

Das Gußeisen ist daher zweckmäßig nur für solche Konstruktionsteile zu verwenden, die auf ruhigen Druck beansprucht werden und bei denen auf eine leichte Formbildung Wert gelegt wird, wie z. B. bei Säulen, Stützen, Konsolen usw. Bei gußeisernen Säulen ist besonders darauf zu achten, daß exzentrisch wirkende Belastungen, die Zugspannungen bewirken können, möglichst ausgeschlossen sind, und daß vor allem heftige Stöße und Erschütterungen nicht auftreten können.

Die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau[2]) schreiben auszugsweise vor:

»Die aus Gußeisen bestehenden Teile müssen, wenn nicht Hartguß oder andere Gußeisensorten ausdrücklich vorgeschrieben sind, aus grauem, weichen Eisen sauber und fehlerfrei hergestellt sein.

Die Zugfestigkeit soll bei Gußeisen mindestens 12 kg/qmm betragen.

Es muß möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinkelige Kante des Gußstückes mit dem Hammer geführten Schlages einen Eindruck zu erzielen, ohne daß die Kante abspringt.

Die Wanddicke soll in keinem Falle weniger als 10 mm betragen.«

Mit Rücksicht auf eine gleichmäßige Abkühlung nach dem Gießen und auf einen gleichmäßig guten Guß sind die Wandungen eines Gußstücks möglichst gleichstark zu bemessen und Stärken von mehr als 6—8 cm tunlichst zu vermeiden. Die Länge der Gußstücke soll gewöhnlich nicht mehr als 5 m betragen.

2. **Der Stahl** wird trotz seiner großen Festigkeit verhältnismäßig wenig im Hochbau verwandt und zwar nur zu solchen Konstruktionsteilen, die einer starken Abnutzung und Beanspruchung ausgesetzt sind. So werden z. B. Gelenkbolzen, Auflagerteile, Schienen usw. meist aus Stahlguß hergestellt. Der Grund, der gegen die allgemeine Verwendung des Stahles spricht, liegt vor allem in der durch seine große Härte bedingten schwierigen Bearbeitung und den höheren Kosten des Materials.

Die oben erwähnten Normalbedingungen schreiben vor:

»Die aus Flußstahl herzustellenden gegossenen oder geschmiedeten Teile (Auflagerteile oder dgl.) sollen eine Festigkeit von 45 bis 60 kg/qmm (4500 bis 6000 kg/qcm) und eine Dehnung von mindestens 10 % aufweisen.«

3. **Das Schmiedeeisen** findet sowohl als Schweißeisen als auch als Flußeisen die ausgedehnteste Verwendung zu den Konstruktionen des Hoch- und Brückenbaues. Die hierfür in Betracht kommenden Eigenschaften sind besonders die hohe Widerstandsfähigkeit gegen Zug und Druck, die Elastizität und die Zähigkeit. Unter Zähigkeit versteht man den Widerstand, den das Eisen dem Zerreißen entgegensetzt. Als Maß der Zähigkeit wird diejenige Größe der Formänderung (Dehnung) betrachtet, die das Eisen nach dem Überschreiten der Elastizitätsgrenze (s. § 9) bis zum Eintritt des Bruches aufweist.

Das Schmiedeeisen ändert je nach dem Kohlenstoffgehalt seine Eigenschaften, und zwar ist durch eine Zunahme des Kohlenstoffgehalts eine Zunahme der Festigkeit und Härte, dagegen eine Abnahme der Zähigkeit bedingt. Da also mit größerer Festigkeit geringere Zähigkeit verbunden ist, so verlangt man zur größeren Sicherheit gegen Stöße ein Eisen mit einem bestimmten Mindestmaß von Zähigkeit, auch wenn hierbei eine

[2]) Aufgestellt von dem Verbande deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Vereine deutscher Ingenieure und dem Vereine deutscher Eisenhüttenleute.

etwas geringere Festigkeit mit in Kauf genommen werden muß. Das Maß der Zähigkeit ist also von dem Maß der Zugfestigkeit im entgegengesetzten Sinne abhängig, weshalb die Zugfestigkeit gewisse Grenzen nach oben und unten nicht überschreiten darf. Denn eine zu große Zugfestigkeit würde eine zu geringe Zähigkeit und eine zu große Zähigkeit eine zu geringe Festigkeit zur Folge haben.

Nach den Normalbedingungen ist folgendes festgesetzt:

a) Für Schweißeisen soll betragen:

1. Bei Flacheisen, Formeisen und Blechen, die im wesentlichen nur in der Längsrichtung beansprucht werden: Die Zugfestigkeit in der Längsrichtung mindestens 3400—3600 kg/qcm, die Dehnung bis zum Bruche 12 %.
2. Bei Eisen für Niete und Schrauben, je nachdem der Durchmesser kleiner oder größer als 25 mm ist: Die Zugfestigkeit in der Längsrichtung 3600—3800 kg/qcm, die Dehnung 15—18 %.

b) Für Flußeisen soll betragen:

In der Längsrichtung die Zugfestigkeit mindestens 3700, höchstens 4400 kg/qcm; die Dehnung wenigstens 20 %.

In der Querrichtung die Zugfestigkeit mindestens 3600, höchstens 4500 kg/qcm; die Dehnung wenigstens 17 %.

Bei Niet- und Schraubenmaterial: die Zugfestigkeit mindestens 3600 höchstens 4200 kg/qcm; die Dehnung wenigstens 22 %.

Des weiteren stellen die Normalbedingungen in bezug auf die Güte der Materialien noch folgende Anforderungen:

»Das Schweißeisen soll dicht, gut stauch- und schweißbar, weder kalt- noch rotbrüchig, noch langrissig sein, eine glatte Oberfläche zeigen und darf weder Kantenrisse noch offene Schweißnähte oder sonstige unganze Stellen haben.«

»Das Flußeisen soll eine glatte Oberfläche ohne Schiefer und Blasen zeigen und darf weder Kantenrisse noch unganze Stellen haben.«

Die Verwendung des Flußeisens, das in den verschiedensten Walzprofilen, Flacheisen, Blechen usw. (s. § 6) erhältlich ist, findet hauptsächlich zu solchen Konstruktionsteilen statt, die entweder, wie z. B. Träger aus I-Eisen, ohne Bearbeitung direkt durch Walzprofile gebildet oder die durch Verbindung von Blechen und Walzprofilen mittels Vernietung oder Verschraubung hergestellt werden; dagegen wird zu Konstruktionen, bei deren Bildung Flach-, Vierkant- und Rundeisen usw. weiter auszuschmieden oder zu schweißen sind, hauptsächlich Schweißeisen und auch das basisch hergestellte Martineisen verarbeitet. Solche Schweiß- und Schmiedearbeiten dürfen natürlich zu Fachwerks- und Tragkonstruktionen keine Verwendung finden, sondern nur zu untergeordneten Konstruktionsteilen, wie Verzierungen, Geländer, kleinere Anker usw., deren eventueller Bruch keine direkte Gefahr für das betreffende Bauwerk ergeben würde.

Zu den Nieten, die starke Formänderungen zu ertragen haben, wird das beste, weiche Schweißeisen verwendet.

Die durch Gießen hergestellten Gegenstände, die Gußwaren, werden je nach dem verwendeten Material unterschieden in:

1. Roheisenguß-Gegenstände, die aus grauem, seltener halbiertem Roheisen hergestellt werden. Mit besonderem Vorteil verwendet man auch oft den sog. Hartguß und den Temperguß zur Herstellung von Roheisen-Gußwaren.

2. Flußeisen-Gußwaren, Gegenstände, die aus Flußeisen in fertiger Form hergestellt worden sind.

3. Stahlgußwaren, aus Gußstahl (Tiegelflußstahl) in fertiger Form gegossen (Stahlformguß).

§ 3. Die Bearbeitung des Eisens, insbesondere des Flußeisens. Das heute fast durchweg zu den Fachwerks- und Tragkonstruktionen des Eisenhochbaues und der eisernen Brücken verwendete Material ist das Flußeisen. Dieses Eisen muß bei der Bearbeitung sehr vorsichtig behandelt werden, damit das vorzügliche Material nicht verdorben wird; besonders darf es nicht im kalten Zustand bearbeitet werden. Unter dem allgemeinen Ausdruck »Bearbeiten« versteht man unter anderm das Hämmern, Schneiden mit der Schere, Biegen, Kröpfen und das Stoßen (Stanzen) der Nietlöcher.

Das Hämmern macht das Material hart und spröde; durch das Schneiden mit der Schere entsteht längs des Schnittes ein harter, spröder Rand, der mit der Kaltsäge oder der Hobelmaschine entfernt werden muß. Das Stoßen der Nietlöcher ergibt um das Loch herum einen harten, spröden Rand von 1 bis 2 mm Breite, der durch Nacharbeiten des Loches mittels Bohrens oder Aufreibens zu beseitigen ist. Es ist deshalb empfehlenswert, beim Stanzen von Nietlöchern diese zunächst mit einem 1 bis 2 mm kleineren Durchmesser zu stanzen und den Rest nachzubohren oder aufzureiben; besser ist es allerdings alle Löcher zu bohren. Biegungen und Kröpfungen sollten nur in rotwarmem Zustande vorgenommen werden. Beim Verladen und Verfahren des Materials ist auf eine vorsichtige Behandlung zu achten; denn durch das Werfen und harte Aufschlagen können kleine, mit bloßem Auge nicht sichtbare Beschädigungen entstehen, die um so gefährlicher sind, da sie meist ohne weiteres nicht erkannt werden und so die Ursache eines späteren, unvorhergesehenen Bruches bilden können.

Ferner dürfen Bearbeitungen in der Blauwärme, d. h. bei einer Temperatur zwischen rotwarm und kalt, nicht zugelassen werden, denn eine solche macht das Eisen sehr spröde und ist somit sehr gefährlich. Bei längerer Bearbeitung eines Gegenstandes in der Rotglut ist es deshalb nötig, von Zeit zu Zeit das betreffende Gebrauchsstück von neuem zu erhitzen, sobald die Blauwärme einzutreten beginnt. Den Eintritt der Blauwärme erkennt man daran, daß Holz, z. B. der Hammerstiel, nicht mehr aufglüht, wenn es an dem Eisen gerieben wird.

Diese Vorschriften für die Behandlung und Bearbeitung des Eisens sind bedingt durch die mit einer mechanischen Bearbeitung verbundenen Änderungen der Eigenschaften des Eisens: Mechanische Bearbeitung wie Schmieden, Walzen usw. erhöht die Festigkeit des Eisens und zwar hat eine Bearbeitung in Rotglut eine Erhöhung der Festigkeit zur Folge, ohne daß die Zähigkeit in gleichem Maße abnimmt, während durch Bearbeitung in kaltem Zustand neben der Erhöhung der Festigkeit eine bedeutende Abnahme der Zähigkeit eintritt. Mit Rücksicht hierauf ist eine Bearbeitung im kalten oder blauwarmen Zustand zu vermeiden oder wenigstens möglichst zu beschränken. Hat eine solche stattgefunden, so können die früheren Eigenschaften wieder erreicht werden durch nachträgliches Erhitzen (Ausglühen) und langsames Abkühlen des betreffenden Gegenstandes, und zwar ist zu diesem Zweck Flußeisen auf 450°, Schweißeisen auf 400° zu erhitzen.

§ 4. Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Rost. Eine große Gefahr für die Eisenkonstruktionen bildet deren Rosten, d. h. die Umwandlung des Eisens in Eisenoxydhydrat. Diese Oxydation des Eisens erfolgt durch den Sauerstoff der atmosphärischen Luft in Gegenwart von Wasser und Kohlensäure und ganz besonders rasch durch Säuren und Salzlösungen; so befördert z. B. Seewasser sehr rasch die Rostbildung. Dagegen rostet das Eisen nicht in völlig wasserfreier Luft und in sauerstoffreinem Wasser.

Bei den verschiedenen Eisensorten ist der Grad der Rostbildung verschieden, so z. B. rostet gewalztes Eisen rascher als geschmiedetes Eisen, kohlenstoffarmes Eisen (Schmiede-

eisen) rascher als kohlenstoffreiches Eisen (Gußeisen), Flußeisen rascher als Schweißeisen und ungehärteter Stahl rascher als gehärteter. Mit der Rostbildung ist eine Volumvergrößerung verbunden. Frischer Kalkmörtel greift das Eisen stark an und zwar das Gußeisen am wenigsten; daher empfiehlt es sich, gewalzte Träger usw. immer auf gegossene gußeiserne Platten zu verlegen. Zementmörtel dagegen hält das Eisen blank und schützt es vor der Rostbildung, was für die Eisenbetonkonstruktionen sehr wichtig ist.

Um die Zerstörung des Eisens durch Rost zu verhindern oder wenigstens so weit wie möglich zu beschränken, wird das Eisen mit einem rostschützenden Überzug versehen. Die für die Eisenkonstruktionen des Eisenhoch- und Brückenbaues wichtigsten und bewährtesten Rostschutzmittel sind: Ölfarbanstriche, die Überzüge von Portlandzement, Teer, Asphalt, die Metallüberzüge und die künstliche Oxydation.

Bei der Aufbringung dieser Rostschutzmittel ist es sehr wesentlich, daß die schützende Hülle auf metallisch reines Eisen aufgebracht wird; denn befinden sich unter dieser Hülle kleine Rostteilchen, so kann die Rostbildung an der betreffenden Stelle weiter gefördert und durch die damit verbundene Volumvergrößerung die Hülle gesprengt und unwirksam gemacht werden. Die vollständige Reinigung der Oberfläche wird teils auf mechanischem und teils auf chemischem Wege mittels verdünnter Salzsäure und mit Kalkwasser vorgenommen. Nach dieser Reinigung werden dann die betreffenden Rostschutzmittel aufgebracht.

Der gebräuchlichste, rostschützende Überzug ist der Anstrich mit Ölfarbe. Nach der Reinigung ist die Oberfläche baldmöglichst mit einem Anstrich von dünnflüssigem Leinölfirnis zu versehen. Dann werden der Grundanstrich und schließlich die Deckanstriche aufgetragen.

Der Grundanstrich erfolgt in der Werkstatt, während die Deckanstriche nach der Montage vorgenommen werden. Diejenigen Flächen, die aufeinander zu liegen kommen, werden vor der Zusammensetzung gewöhnlich mit einem einfachen Deckanstrich versehen. Zur Grundierung wird zweckmäßig dünnflüssiger, rasch trocknender Leinölfirnis verwendet, der mit gutdeckenden Farbstoffen, wie Graphit, Ocker, Eisenmennige, Bleimennige usw., gemischt ist. Zum Deckanstrich eignen sich besonders die Bleiweißölfarben mit einem, der gewünschten Farbe entsprechenden Zusatz. Mit Rücksicht auf eine Verhütung der Blasenbildung soll ein weiterer Anstrich immer erst nach der vollständigen Trocknung des vorhergehenden erfolgen.

Solche Konstruktionsteile, die der Feuchtigkeit besonders ausgesetzt sind und entweder nicht sichtbar bleiben oder untergeordneten Zwecken dienen, werden zweckmäßig in heißem Zustande mit einem Anstrich von heißem Teer, Asphalt oder Pech versehen, was sich besonders für gußeiserne Rohre gut bewährt hat.

Ein vorzüglicher Rostschutz läßt sich mit Hilfe von Portlandzement erreichen, der sogar den Vorteil hat, daß schon vorhandener Rost durch ihn beseitigt wird. Der Schutz wird erzielt entweder durch einen Anstrich mit Zementbrei oder auch durch Umgeben des zu schützenden Gegenstands mit Zementmörtel (Eisenbetonkonstruktionen, Umkleiden eiserner Säulen usw.).

Handelt es sich um den Rostschutz von kleinen Eisenteilen, die ganz besonders dem Einfluß der Witterungsverhältnisse unterworfen sind, z. B. Bleche für Dachdeckungs- und Verkleidungsarbeiten, Wellblechdeckung usw., so wird man am besten und sichersten Metallüberzüge verwenden. Diese werden meist in heißem Zustande durch Eintauchen der völlig gereinigten Gegenstände in die geschmolzenen Metalle, oft aber auch im kalten Zustande durch die Elektrolyse hergestellt.

Ein Zinküberzug bietet einen vorzüglichen Schutz auch vor Salzwasser. Verzinktes Eisen wird im Handel vielfach als »galvanisiertes« bezeichnet. Zinn schützt viel

weniger sicher als Zink. Blei bildet einen guten Überzug, der auch gegen Salz und Schwefelsäure wirksam ist. Zu Dachdeckungen von Gasanstalten und chemischen Fabriken werden deshalb sehr oft Bleche mit einem Überzug von Blei und Zink verwendet. Auch galvanisch verkupferte Eisenbleche dienen öfters zu Dachdeckungsarbeiten.

Ein weiteres Mittel gegen Rostbildung, das Emaillieren, hat für die Hochbaukonstruktionen nur geringe Bedeutung; es wird nur in ganz speziellen Fällen, z. B. bei Wasserbehältern für Spülklosette usw., manchmal Anwendung finden.

Die künstliche Oxydation des Eisens zum Schutz gegen Rosten besteht in der Erzeugung eines Eisenoxyduloxyd-Überzugs, der auf dem Eisen sehr fest haftet. Da aber dieser Überzug wenig biegsam ist, so kann dieses Verfahren für Eisenteile, die nachträglich noch bearbeitet werden sollen, im allgemeinen keine Verwendung finden.

Neben diesen verschiedenen Mitteln zur Verhütung der Rostbildung hat man auch bei der Ausführung der Konstruktionen darauf zu achten, daß die einzelnen Konstruktionsteile zugänglich sind, um eine Ausbesserung bzw. Erneuerung des Rostschutzmittels eventuell vornehmen zu können und um ein Trocknen feucht oder naß gewordener Stellen durch den freien Zutritt der Luft möglichst zu fördern. Ferner muß darauf geachtet werden, daß keine sog. Wassersäcke entstehen, d. h. offene Schlitze und Fugen oder größere, freibleibende Räume, in denen sich das Wasser ansammeln kann. Zur Vermeidung solcher Wassersäcke sind Schlitze und Fugen mit Futterblechen oder Asphaltkitt auszufüllen und größere Hohlräume durch Anordnung von Abflußöffnungen zu entwässern.

§ 5. Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer.[3]) Obgleich das Eisen nicht brennbar ist, so können die Eisenkonstruktionen doch nicht zu den feuersicheren Konstruktionen gerechnet werden, da die eisernen Tragkonstruktionen bei Bränden nicht tragfähig bleiben, sondern die Festigkeit des Eisens bei einer Temperaturerhöhung von über 300° C sehr rasch abnimmt. So sinkt die Festigkeit bei 500° C auf die Hälfte herab. Durch solche Temperaturerhöhungen werden bei Walzeisen Ausbiegungen verursacht, die in der Regel allmählich, manchmal aber auch sehr plötzlich zunehmen, und den Einsturz des brennenden Gebäudes zur Folge haben. Gußeisen, das infolge seiner geringen Zugfestigkeit starke Ausbiegungen nicht verträgt, wird rissig und brüchig und stürzt dann ebenfalls zusammen. Es kann angenommen werden, daß bei ungefähr 500° C das Flußeisen, sowie das Gußeisen keine dauernde Tragfähigkeit mehr besitzen.

Hieraus folgt, daß die Zeit zwischen Ausbruch des Feuers und dem Einsturz der eisernen Tragkonstruktionen sehr kurz sein kann, und dies ganz besonders, wenn die Querschnittsabmessungen gering und die Querschnittsbildungen für den Angriff des Feuers günstig sind. Die Erfahrung und Versuche haben gezeigt, daß Holzstützen mit großen Querschnitten ihre Tragfähigkeit bedeutend länger bewahren, als ungeschützte Eisenkonstruktionen.

Um nun das Eisen auch bei den Hochbaukonstruktionen in weitestem Maße verwenden zu können, hat man die Feuersicherheit der Eisenkonstruktionen durch Ummantelung der tragenden und stützenden Teile mittels feuerfester, die Wärme schlecht leitenden Materialien wesentlich zu erhöhen gesucht. Bei Brandproben und wirklichen Bränden haben sich diese Ummantelungen auch als sehr vorteilhaft gezeigt, und so

[3]) Siehe Hagen: »Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer«, herausgegeben im Auftrage des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. Berlin 1904.

kommen diese allgemein da zur Anwendung, wo es sich um einen guten Feuerschutz von Eisenkonstruktionen handelt.

Solche Feuerschutzummantelungen müssen die Eisenteile vor dem direkten Angriff des Feuers schützen und ferner die Übertragung der Wärme auf die Eisenteile bis zu einem gewissen Grade verhindern oder wenigstens möglichst lange hinausschieben. Das Ummantelungsmaterial muß also feuerbeständig sein und ein geringes Wärmeleitungsvermögen besitzen. Außerdem hat die Ummantelung das Eisen vor mechanischen Angriffen herabstürzender Bauteile und vor dem Auftreffen des Wasserstrahls zu schützen. Auch der Mantel selbst darf hierdurch nicht beschädigt werden. Es muß also der Schutzmantel eine große mechanische Festigkeit besitzen und mit Rücksicht hierauf wird man Hohlräume zwischen dem Eisen und dem Mantel vermeiden, die auch mit Rücksicht auf eine möglichst große Raumgewinnung nicht zu empfehlen sind.

Auf den Grad der Feuersicherheit ist es ohne wesentlichen Einfluß, ob der Mantel abnehmbar oder in dauerndem, festem Zusammenhang mit dem Eisenteil steht; doch ist es empfehlenswert, den Feuerschutzmantel noch durch eine 2 mm starke Eisenblechhülle zu schützen, wenigstens an den Stellen, die einer mechanischen Beschädigung im Betrieb oder bei Bränden besonders ausgesetzt sind. Auch gegen einen schädlichen Einfluß des Wasserstrahls sind diese Blechhüllen sehr vorteilhaft. Ist die Ummantelung nicht abnehmbar, so wird das geschützte Eisen der Überwachung entzogen, weshalb man zu solchen Ummantelungen nur ein Material verwenden soll, das mit Sicherheit eine Rostbildung oder chemische Umsetzung des Eisens verhindert.

Wie im § 4 schon angegeben, gibt Mörtel aus Portlandzement ein vorzügliches Rostschutzmittel ab, und da dieser gleichzeitig noch feuerbeständig ist und die Wärme schlecht leitet, so läßt er sich recht vorteilhaft zu unabnehmbaren Feuerschutzummantelungen verwenden.

Im Interesse einer rationellen Bauweise sollen die Ummantelungen die Kosten des gesamten Bauwerks nicht wesentlich erhöhen; d. h. die Beschaffungskosten des verwendeten Materials, sowie die Ausführungskosten dürfen nicht zu hoch sein.

Auf die verschiedenen Arten der Ausführung der feuersicheren Ummantelung kann Raummangels wegen hier nicht näher eingegangen werden, weshalb auf das in Anmerkung 3, S. 297 erwähnte Werk verwiesen wird. In diesem sind in zahlreichen Beispielen die gebräuchlichsten und wichtigsten Ummantelungen von Säulen und Unterzügen, die zahlreichen feuersicheren Decken, sowie feuersichere Dächer, Treppen, Wände und Türen vorgeführt und schließlich ist noch eine Kostenzusammenstellung der verschiedenen Ummantelungsarten für Säulen und Träger, sowie für feuersichere Decken beigefügt.

§ 6. Die Konstruktionsformen des Schmiedeeisens. Das Schweiß- und Flußeisen wird nach seiner Herstellung in verschiedene Grundformen, Konstruktionselemente, ausgewalzt oder ausgeschmiedet, aus denen die Eisenkonstruktionen zusammengesetzt werden. Diese Konstruktionselemente sind hauptsächlich: die Bleche, Stabeisen (Flacheisen, Quadrat- und Rundeisen), sowie die Profileisen oder Walzeisen. Hierzu kommen noch als besondere Formen: die Buckelplatten und Tonnenbleche, sowie die Riffel- und Wellbleche.

Die einzelnen Konstruktionselemente sind in verschiedenen Größen und Gewichten zu haben, und, solange die bestellten Stücke innerhalb bestimmter Grenzen des Gewichts oder der Größe bleiben, werden die Elemente zu einem bestimmten Einheitspreis, dem Grundpreis, geliefert. Für größere Längen und Gewichte als diese Normallängen oder Normalgewichte wird ein besonderer Preiszuschlag, der Überpreis, berechnet.

Die Normallängen der Walzeisen sind meist 4 bis 8, bei I-Eisen 4 bis 10 m. Die größten Längen, bis zu denen die einzelnen Profile ausgewalzt werden und für welche Überpreise zu zahlen sind, schwanken zwischen 12 und 16 m, bei I-Eisen zwischen 14 und 18 m. Die Lieferung noch größerer Längen bedarf einer besonderen Übereinkunft.[4])

1. Glatte Bleche. Bleche mit Stärken bis zu 4,5 mm nennt man Feinbleche, diejenigen mit 5 mm und mehr Grobbleche. Die Feinbleche werden im Hochbau mitunter zu Verkleidungen, Ummantelungen usw. und als gelochte Bleche, Zierbleche, zur Verkleidung von Heizkörpern, Ausfüllung von Maueröffnungen usw. verwendet.

Für die eigentlichen Tragkonstruktionen des Eisenhochbaues kommen nur Grobbleche zur Anwendung und zwar mit Blechstärken von etwa 7 bis 20 mm; unter 7 bis 8 mm sollte man nicht gehen mit Rücksicht auf ein eventuelles Rosten, und größere Blechstärken als etwa 20 mm sind aus konstruktiven Gründen nicht empfehlenswert.

Der Grundpreis der Bleche richtet sich nach den Blechnummern, denn die normalen sowie die größten Maße und Gewichte sind für die verschiedenen Blechstärken verschieden, und zwar nehmen sie mit der Blechstärke zu.

2. Stabeisen (Rund-, Quadrat-, Flacheisen usw.). Die Stabeisen werden aus Schmiedeeisen in Längen von 3 bis 10 m gewalzt oder geschmiedet. Flacheisen ist rechteckiges Stabeisen von 5 bis 50 mm Dicke und 10 bis 131 mm Breite. Normallänge 6 m, Normalgewicht 200 kg. Eisen mit größerer Breite, von 131 bis 501 mm, bei Stärken von 5 mm und aufwärts, bezeichnet man als Universaleisen, das auf Universalwalzwerken hergestellt wird. Normallänge 12 m, Normalgewicht 500 kg. Dünnes Flacheisen unter 5 mm Stärke und bis 250 mm Breite, das bundweise und in größerer Länge verkauft wird, heißt Bandeisen.

3. Walzeisen (Formeisen oder Profileisen). Die Walzeisen werden in Deutschland fast ausschließlich aus Flußeisen gewalzt und nur auf besonderen Wunsch aus Schweißeisen hergestellt. Während früher die Walzwerke ihre eigenen Profilformen in den Handel brachten, werden heute die meisten Walzeisen in einheitlichen Profilen, den deutschen Normalprofilen[5]) hergestellt, die zu den Eisenkonstruktionen tunlichst zu verwenden sind. In den Normalprofiltabellen (in Handbüchern, der »Hütte« usw.) sind für die verschiedenen Querschnittsformen, die Fertigprofile aufgeführt; Vorprofile (Zwischenprofile) können zu den Fertigprofilen hergestellt werden, sind jedoch nur für Winkeleisen zu empfehlen. Die Profiltabellen enthalten die Abmessungen der Querschnittsflächen und Gewichte, sowie die Trägheits- eventuell auch Widerstandsmomente für die wichtigsten Achsen.

Abb. 1 bis 4. Winkeleisen.

Abb. 1. Abb. 2.

Abb. 3. Abb. 4.

a) *Winkeleisen.* Die Winkeleisen sind Walzeisen mit 2 sog. Schenkeln. Je nach dem Winkel, den diese Schenkel miteinander bilden, unterscheidet man rechtwinkelige (Abb. 1 u. 3)[6]), spitzwinkelige (Abb. 4) und stumpfwinkgelige Eisen (Abb. 2). Bei gleichlangen Schenkeln spricht man von gleichschenkeligen, bei verschieden langen Schenkeln von ungleichschenkeligen

[4]) Diese Angaben sind der »Hütte«, 19. Auflage, 1905, entnommen.

[5]) Deutsches Normalprofilbuch, gemeinsam herausgegeben vom Vereine deutscher Ingenieure, vom Verbande deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und vom Vereine deutscher Eisenhüttenleute.

[6]) Die Abb. 1 bis 7, 9, 28, 380, 400 bis 402, 416 bis 419 sind entnommen aus Esselborn, »Lehrbuch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Brückenbau«, bearbeitet von Geh. Baurat Prof. Landsberg, 3. Aufl. 1908.

Winkeleisen. Die letzteren werden mit den Schenkelverhältnissen $b:h = 1:1\frac{1}{2}$ und $b:h = 1:2$ hergestellt.

Bei Winkeleisen bis 70 mm Schenkelbreite ist die Normallänge 8 m, bei solchen über 70 mm Schenkelbreite 10 m; bei ungleichschenkeligen Winkeleisen gilt dasselbe in bezug auf den größten der beiden Schenkel. Die größte Länge ist 20 m und mehr, je nach den Querschnitten. Auch werden Vorprofile mit gleichen Schenkelbreiten und 1 mm größerer Schenkelstärke gewalzt. Die gewöhnliche Schreibweise für Winkeleisen ist $\lfloor b \cdot b \cdot \delta$ bzw. $\lfloor b \cdot h \cdot \delta$. Die Normalprofilnummer gibt die Schenkelbreite in Zentimetern an.

b) T-*Eisen.* Bei den deutschen Normalprofilen der T-Eisen unterscheidet man breitfüßige, $h:b = 1:2$ (Abb. 5) und hochstegige T-Eisen, $h:b = 1:1$ (Abb. 6). Die Breite b nennt man die Fußbreite, die Höhe h die Steghöhe. Die Normallänge beträgt 8 m, die größten Längen sind 12 bis 16 m.

c) I-*Eisen* sind die meist verwendeten Walzbalken. Sie eignen sich durch ihre Form sehr vorteilhaft für auf Biegung beanspruchte Träger.

Die Profile (Abb. 7) bestehen aus einem Steg und 2 Flanschen. Die Querschnittshöhen der verschiedenen Profile in Zentimetern stellen zugleich die Profilnummern dar. Das kleinste Normalprofil ist Nr. 8, das größte Nr. 55. Neuerdings werden von verschiedenen Walzwerken auch Profile mit 60 cm Querschnittshöhe hergestellt. Normallängen 4 bis 10 m, größte Längen 14 bis 18 m.

Diese I-Profile haben sich im allgemeinen gut bewährt, doch ist wegen der im Verhältnis zur Höhe schmalen Flanschen die seitliche Steifigkeit eine sehr geringe, so daß ihre Verwendung zu Stützen sehr unzweckmäßig ist. Es machte sich so ein Bedürfnis nach breitflanschigen Profilen geltend, und es wurde von Grey ein besonderes Universalwalzwerk für breitflanschige Träger (Abb. 8) konstruiert. Ein derartiges Walzwerk ist seit 1902 auf der Differdinger Hütte im Betrieb und es werden solche Profile auch kurzweg Differdinger Profile genannt. Diese Differdinger Profile werden von Nr. 24 bis Nr. 75 hergestellt, wobei die Profilnummer wieder die Querschnittshöhe in Zentimetern angibt. Bis zu Nr. 30 ist die Flanschbreite gleich der Querschnittshöhe selbst; bei den Profilen über Nr. 30 bleibt die Flanschbreite unveränderlich 30 cm.

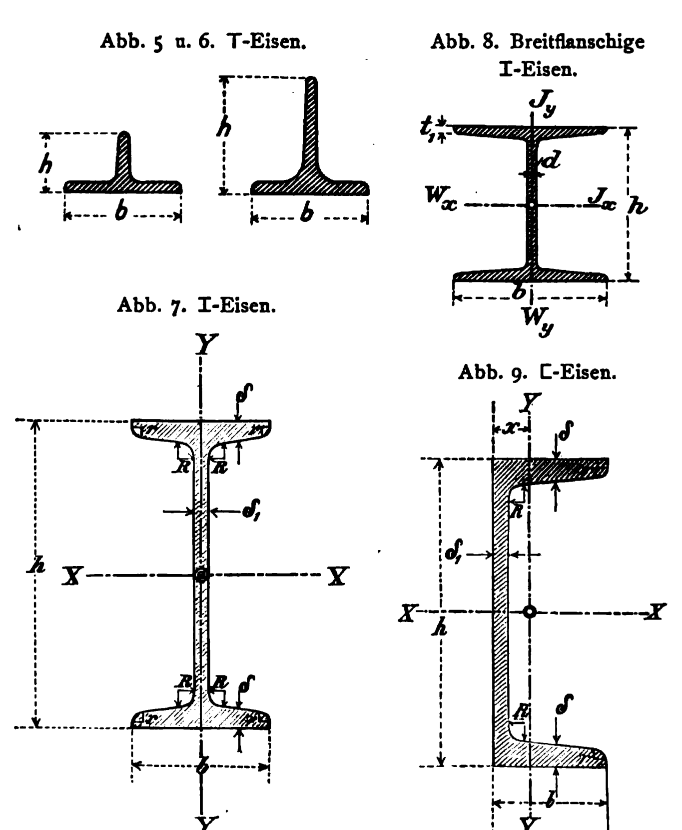


Abb. 5 u. 6. T-Eisen.

Abb. 7. I-Eisen.

Abb. 8. Breitflanschige I-Eisen.

Abb. 9. C-Eisen.

d) C-*Eisen.* Die Profilnummern der C-Eisen (Abb. 9), die den Höhen in Zentimetern entsprechen, liegen innerhalb der Grenzen 3 und 30; als Normallängen gelten diejenigen von 4 bis 8 m, und die größten Längen sind 12 bis 16 m.

e) ⅂-*Eisen* (Abb. 10). Die Grenzprofile sind die Profile Nr. 3 und Nr. 20. Auch hier ist die Nummer gleich der Höhe in Zentimeter. Normallängen sind 4 bis 8 m; größte Längen 12 bis 16 m.

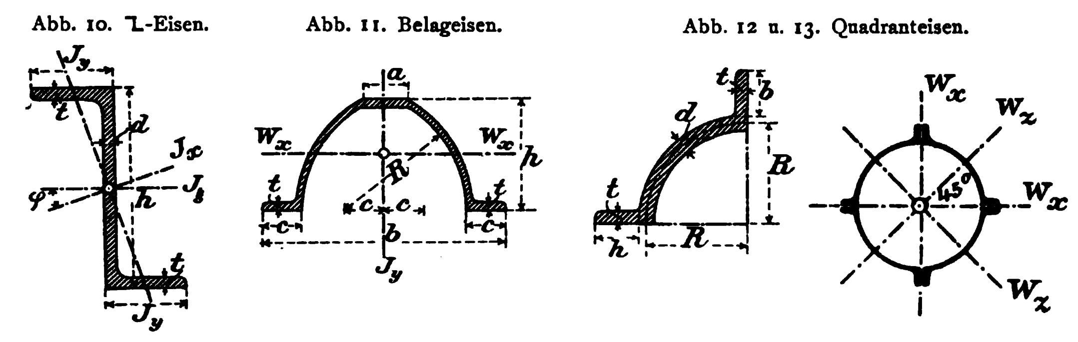


Abb. 10. ⅂-Eisen. Abb. 11. Belageisen. Abb. 12 u. 13. Quadranteisen.

f) *Belageisen* (*Zores-Eisen*). Die Belageisen (Abb. 11) können im Hochbau zur Konstruktion von Decken und auch als Rinneneisen usw. Verwendung finden; besonders aber dienen sie zur Herstellung der Fahrbahn- und Fußwegtafeln bei eisernen Brücken.

g) *Quadranteisen* (Abb. 12). Die Profilnummern, zwischen Nr. 5 und Nr. 15, geben den mittleren Radius R an; die Normallängen sind 4 bis 8 m, die größten Längen 12 bis 16 m. Sie eignen sich ganz besonders zur Herstellung schmiedeeiserner Säulen und Rohre (Abb. 13). Auch sind Vorprofile mit 1 mm größeren Wandstärken erhältlich.

h) *Handleisten- oder Geländereisen* (Abb. 14). Die Profilnummern 4, 6, 8, 10 und 12 geben die Breite B in Zentimetern an. Sie sind erhältlich in Normallängen von 4 bis 8 m und in größeren Längen von 12 bis 16 m.

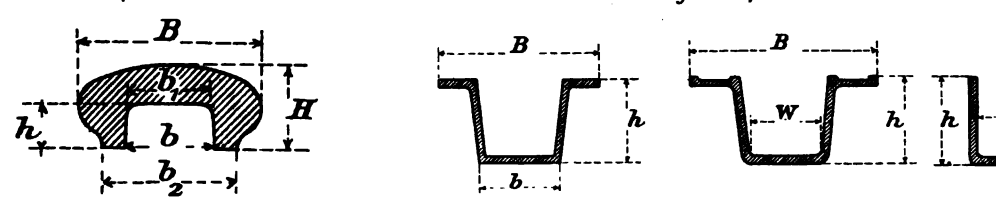


Abb. 14. Geländereisen. Abb. 15 bis 17. Rinneneisen.

Außer diesen aufgeführten deutschen Normalprofilen kommen im Hochbau noch verschiedene andere Walzeisenformen zur Verwendung, wie z. B.:

i) *Rinneneisen* (Abb. 15 bis 17), die bei den Dachkonstruktionen hauptsächlich bei Glasdeckungen (Sparrenrinnen) und Oberlichtern angewendet werden.

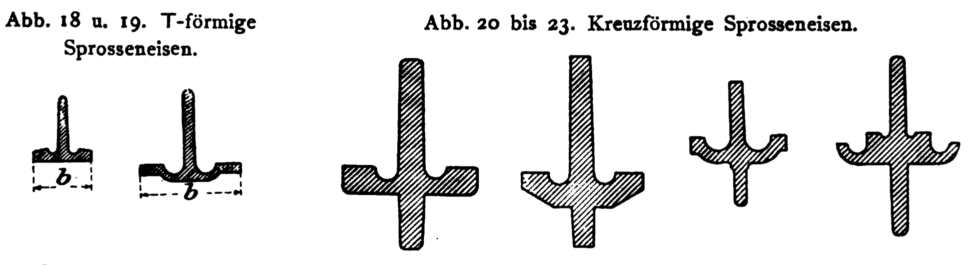


Abb. 18 u. 19. T-förmige Sprosseneisen. Abb. 20 bis 23. Kreuzförmige Sprosseneisen.

k) *Sprosseneisen*, ebenfalls für Glasdeckungen. Man unterscheidet **T**-förmige (Abb. 18 u. 19) und kreuzförmige Sprossen (Abb. 20 bis 23).

l) *Fenstereisen*. Diese sind als ganze (Abb. 24 u. 26) und halbe Fenstereisen (Abb. 25 u. 27) zu haben.

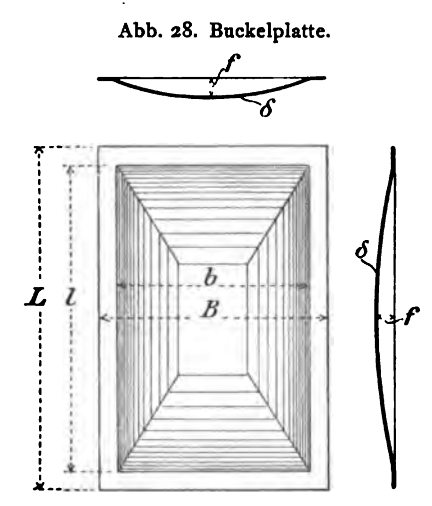
Abb. 24 bis 27. Fenstereisen.



Des weiteren wären noch die Zierleisteneisen zu erwähnen, die nur dekorativen Zwecken dienen.

4. **Buckelplatten und Tonnenbleche.** Die Buckelplatten, auch Trogbleche genannt (Abb. 28), werden aus Flußeisen hergestellt und sind nach Art der Klostergewölbe gebildet, mit einem Stich von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15}$ der Breite b und einer Blechstärke von 5 bis 10 mm. An jeder Seite besitzen sie einen ebenen Rand von 60 bis 80 mm Breite zum Aufnieten auf die Träger; sie sind in quadratischer, rechteckiger, trapezförmiger und, auf besondere Bestellung, auch in drei- und vieleckiger Form zu haben. Die Seitenlängen schwanken zwischen 0,5 und 2,0 m; doch soll man die Grundfläche nicht über 2 bis 2,25 qm wählen, da die Platten sonst zu unhandlich werden. Die Buckelplatten dienen hauptsächlich zur Herstellung von Abdeckungen, besonders zum Belegen eiserner Brücken.

Abb. 28. Buckelplatte.

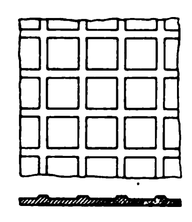


Die Tonnenbleche, die auch Hängebleche heißen, sind nach Art der flachen Kappen mit einem Stich von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ aus Flußeisen geformt. Sie werden ähnlich wie die Buckelplatten zu Abdeckungen benutzt und sind in rechteckiger Grundform in allen Abmessungen, von 0,5 bis 3,0 m Länge und 0,5 bis 2,0 m Breite, in Blechstärken von 5 bis 10 mm zu haben. Zum Auflagern und Annieten besitzen sie an jeder Längsseite einen ebenen Rand von 60 bis 80 mm Breite.

5. **Riffelbleche oder gerippte Bleche.** Abb. 29 bis 32 sind ebene Bleche, die auf der einen Seite mit geradlinigen, sich schräg (Abb. 29) oder rechtwinkelig (Abb. 31) kreuzenden Erhöhungen, Riffeln genannt, versehen sind. Die Riffeln werden in 1,5 bis 3 mm Höhe und 4 bis 5 mm Breite hergestellt. Die Blechstärke selbst richtet sich nach der erforderlichen Tragfähigkeit der Bleche, die zu Belagzwecken und Abdeckungen aller Art benutzt werden. Die Riffeln sollen die Oberfläche rauh gestalten, um ein Ausgleiten möglichst zu verhindern. Ähnliche Verwendung finden auch die Warzenbleche, bei denen die Oberfläche nicht durch Riffeln, sondern durch warzenförmige Erhöhungen rauh gehalten wird.

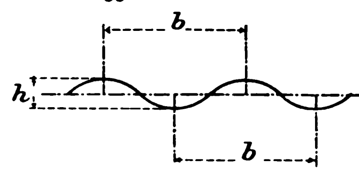
Abb. 29 bis 32. Riffelbleche.





6. **Wellbleche** werden meist durch Wellung von Feinblech in verschiedenen Tafelgrößen hergestellt und dann schwarz, gestrichen oder verbleit, meist aber verzinkt in den Handel gebracht. Das Wellblech kommt in zwei Formen zur Verwendung: Als flaches Wellblech mit geringerer oder als Trägerwellblech mit größerer Tragfähigkeit.

Abb. 33. Flaches Wellblech.

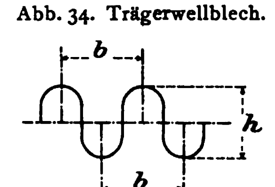


Beim flachen Wellblech (Abb. 33) ist die Wellenhöhe h kleiner als die halbe Wellenbreite. Es wird hauptsächlich zu Dachdeckungen benutzt und ist in Tafeln von 0,65 bis 0,95 m Breite und 2,0 bis 3,0 m Länge, mit Preisaufschlag auch bis 6,0 m, in Stärken von 5 bis 12,5 mm erhältlich.

Trägerwellblech (Abb. 34), bei dem die Wellenhöhe gleich oder größer als die halbe Wellenbreite ist, findet besonders bei Deckenkonstruktionen und Wellblech-

konstruktionen reichliche Anwendung, dagegen zur Dachdeckung nur bei größeren Pfettenabständen. Die gewöhnliche Tafellänge ist 3,0 bis 4,0 m, die größte Länge 6,0 m; die Tafelbreite richtet sich nach dem Profil und schwankt zwischen 0,45 und 0,9 m, die erhältlichen Blechstärken sind 1 bis 5 mm. Das Trägerwellblech wird gerade oder gewölbt (bombiert) benutzt. Gewölbtes Wellblech trägt bei gleichmäßiger Belastung und bei einem Stich von $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{10}$ (wegen der gewölbartigen Wirkungsweise) etwa das 8 bis 10fache der zulässigen Last des geraden Wellblechs.

Abb. 34. Trägerwellblech.



§ 7. Die Prüfung des Eisens. Die Eigenschaften, die das zu baulicher Verwendung kommende Eisen erfüllen soll, und die Prüfung des Eisens auf diese erforderlichen Eigenschaften sind festgelegt in den vom Vereine deutscher Eisenhüttenleute aufgestellten »Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl« [7]).

Mit diesen Vorschriften stimmen die auf S. 293 schon erwähnten »Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau« [8]), soweit angängig, überein. In diesen Normalbedingungen heißt es unter I. das Prüfungsverfahren: »Für die Beurteilung des Materials sind Zerreiß-, Biege- und Bearbeitungsproben maßgebend. Mit sichtbaren Fehlern behaftete Probestäbe dürfen nicht verwendet werden.

Die Stäbe für Zerreißproben sind von dem zu untersuchenden Eisen kalt abzutrennen und kalt zu bearbeiten. Die Wirkungen etwaigen Scherenschnitts, sowie des Auslochens oder Aushauens sind zuverlässig zu beseitigen. Ausglühen ist, wenn das Gebrauchsstück nicht ebenfalls ausgeglüht wird, zu unterlassen.

Auf den Probestäben ist die Walzhaut möglichst zu belassen.

Die Probestäbe sollen in der Regel eine Versuchslänge von 200 mm bei 300 bis 500 qmm Querschnitt haben. Bei Rundstäben von weniger als 20 mm Durchmesser ist die Versuchslänge gleich dem zehnfachen Durchmesser. Über die Versuchslänge hinaus haben die Probestäbe nach beiden Seiten noch auf je 10 mm Länge den gleichen Querschnitt.

Wenn bei Ausführung der Probe der Bruch außerhalb des mittleren Drittels der Versuchslänge des Stabes erfolgt, so ist die Probe zu wiederholen, falls die Dehnung ungenügend ausfällt.

Die Zerreißmaschinen müssen leicht und sicher auf ihre Richtigkeit geprüft werden können.

Zu Biegeproben sind Materialstreifen von 30 bis 50 mm Breite oder Rundeisenstäbe von einer der Verwendung entsprechenden Dicke zu benutzen. Die Probestücke müssen auf kaltem Wege abgetrennt werden. Die Kanten der Streifen sind abzurunden.«

Näheres über die einzelnen Probearten für die verschiedenen Eisensorten ist aus den angegebenen Quellen ersichtlich.

B. Die Grundlagen für die Berechnung der Eisenkonstruktionen.

§ 8. Aufgabe und Wesen der Berechnung. Die Aufgabe der Berechnung der Hochbaukonstruktionen beruht auf den Gesetzen des Gleichgewichts und besteht in der Untersuchung der Bedingungen, die erfüllt sein müssen, damit die Konstruktionen

---

[7]) Zu beziehen vom Kommissionsverlage von August Bagel in Düsseldorf.

[8]) Zu beziehen von W. Ernst & Sohn, Berlin W., Wilhelmstr. 90.



den auf sie wirkenden äußeren Kräften das Gleichgewicht halten können. Es sind also zunächst die äußeren Kräfte für die möglichen, denkbar ungünstigsten Belastungsweisen und dann die durch diese Belastungen erzeugten Auflagerkräfte und inneren Kräfte zu ermitteln und schließlich hiernach den einzelnen Konstruktionsteilen die erforderlichen Abmessungen zu geben.

Eine weitere Aufgabe der Berechnung ist die, den Konstruktionen eine den auftretenden Kräften entsprechende möglichst günstige Form zu verleihen, soweit dies durch die gegebenen Bedingungen und Verhältnisse, wie schönes Aussehen, Raumausnutzung usw., möglich ist.

Die äußeren Kräfte zerfallen in Belastungen und Lagerreaktionen. Die Belastungen setzen sich zusammen aus Eigengewicht (ständige Last) und zufälliger Belastung.

Die Eigengewichte sind vor der Berechnung der Konstruktionen nicht bekannt und man muß diese nach ähnlichen Konstruktionen schätzen oder durch angenäherte überschlägliche Berechnungen annähernd ermitteln. Für in der Praxis sich oft wiederholende Konstruktionen, wie Decken, Dächer usw., hat man auch Eigengewichtstabellen aufgestellt, die in den verschiedenen Hand- und Lehrbüchern, in der »Hütte« usw. angegeben sind. Bei der Besprechung der einzelnen Konstruktionen wird hierauf noch näher eingegangen werden.

Die zufälligen Lasten sind hauptsächlich Nutz- und Verkehrslasten, sowie andere, durch die Natur bedingte, zeitweise auftretende Kräfte, wie Schneelast, Winddruck usw. Die Nutz- und Verkehrslasten treten besonders bei Deckenkonstruktionen auf, und zwar bestehen sie für Wohn- und öffentliche Räume, wie Säle, Theater und Versammlungsräume, meist in der Belastung durch Menschengedränge, während sie bei Lagerräumen, Speichern usw. sehr oft durch die aufgestapelten Waren, Maschinen usw. gebildet werden. Für Dächer und Türme sind hauptsächlich die Windkräfte und eventuell auch Schneelast als zufällige Lasten von wesentlichstem Einfluß.

Aber nicht allein die Belastungsgrößen, sondern auch die Belastungsart der zufälligen Lasten kann auf die ungünstigste Beanspruchung der Konstruktion von Bedeutung sein. So ist z. B. genau zu untersuchen, ob die volle oder die einseitige Belastung die ungünstigste Belastungsart für die vorliegende Konstruktion ist und die sich ergebende ungünstigste Belastungsart muß der Berechnung zugrunde gelegt werden. Außerdem ist noch festzustellen, ob die Belastung durch zufällige Last mit Erschütterungen und Stößen oder allmählich, ohne Erschütterung erfolgt; denn stoßweise wirkende Kräfte erfordern eine besondere Beachtung, da sie auf die Wahl des Materials (kein Gußeisen) und die Höhe der zulässigen Materialbeanspruchung von Einfluß sind.

Nachdem so die ungünstigsten äußeren Belastungen ermittelt sind, müssen zunächst die hierzu gehörigen Auflagerreaktionen und dann die durch die Belastungen und Auflagerreaktionen erzeugten inneren Kräfte berechnet werden. Zur Ermittelung der Lagerreaktionen und inneren Kräfte genügen im allgemeinen die Gleichgewichtsbedingungen (statisch bestimmte Konstruktionen); ist dies nicht der Fall, so muß zur Berechnung der durch das Gleichgewicht nicht bestimmbaren Unbekannten die Elastizitätslehre zu Hilfe genommen werden (statisch unbestimmte Konstruktionen). Auf die verschiedenen Methoden der rechnerischen und graphischen Bestimmung der Reaktionen und inneren Kräfte wird in den Abschnitten IV und V dieses Kapitels etwas näher eingegangen.

§ 9. Die Grundbegriffe der Elastizitäts- und Festigkeitslehre und die Beanspruchungsarten des Eisens. Das Eisen gehört zu den elastischen Körpern, d. h. es hat die Eigenschaft, unter Einwirkung von Kräften seine Form zu ändern und nach Aufhören der Kräftewirkungen seine frühere Gestalt mehr oder weniger wieder

anzunehmen. Derjenige Teil der Formänderung oder Deformation, der wieder verschwindet, nennt man elastische Formänderung; der nichtverschwindende Teil wird dauernde oder bleibende Formänderung genannt. Die gesamte Formänderung ist eine Folge der durch die äußeren Kräfte erzeugten inneren Kräfte, die man, auf die Flächeneinheit bezogen, als Spannung bezeichnet.

Bleibt man bei Schweißeisen, Flußeisen und Stahl mit diesen Spannungen innerhalb einer gewissen Grenze, der Proportionalitätsgrenze, so wachsen die Deformationen direkt proportional den Spannungen. Eine weitere charakteristische Spannungsgrenze ist die Elastizitätsgrenze; solange die Spannungen innerhalb dieser Grenze bleiben, erscheint der Körper elastisch; d. h. die bleibenden Deformationen sind so gering, daß sie vernachlässigt werden können. Bei Schweißeisen, Flußeisen und Stahl fallen Elastizitäts- und Proportionalitätsgrenze zusammen.

Wachsen die Spannungen über diese Grenzen hinaus, so nehmen die Deformationen nicht mehr proportional den Spannungen, sondern auf Kosten größerer bleibender Formänderungen wesentlich rascher zu, bis schließlich eine schon mit bloßem Auge merkliche Formänderung des Materials eintritt (Fließ- oder Streckgrenze) und schließlich eine Zerstörung des Körpers erfolgt (Bruchgrenze).

Die Spannung, die ein Körper höchstens erleiden kann, ehe er zerstört wird, nennt man den Festigkeitskoeffizienten des Materials (auch kurzweg Festigkeit).

Für Gußeisen, auch für Beton, Zementmörtel und Steine, gilt das Proportionalitätsgesetz nicht; es ist keine Proportionalitätsgrenze vorhanden, d. h. die Deformationen wachsen hier nicht direkt proportional den Spannungen; auch nicht unterhalb einer gewissen Grenze.

Für die Betrachtung der verschiedenen Beanspruchungsarten seien stabförmige Körper zugrunde gelegt, d. h. Körper, deren Längenabmessungen wesentlich größer sind als die Querabmessungen. Unter dem Querschnitt eines stabförmigen Körpers versteht man einen Schnitt senkrecht zur Längenrichtung. Die Verbindungslinie der Schwerpunkte sämtlicher Querschnitte des Körpers nennt man Achse. Bei gerader Achse spricht man von einem geraden, bei krummer Achse von einem krummen stabförmigen Körper.

Je nach der Wirkung der Kräfte zu der Achse eines stabförmigen Körpers unterscheidet man verschiedene Arten der Beanspruchungen und der Festigkeit, und zwar Beanspruchung auf Zug und Druck, Beanspruchung auf Schub (Abscherung), Beanspruchung auf Biegung und Beanspruchung auf Verdrehung oder Torsion, und dementsprechend auch Festigkeit gegen Zug und Druck, gegen Schub, gegen Biegung und Torsion.

1. Beanspruchung auf Zug und Druck tritt auf, wenn die äußeren Kräfte in die Richtung der Achse fallen, wenn sie also eine Verschiebung der Querschnitte derart verursachen, daß diese zwar parallel bleiben, aber ihre Abstände voneinander in der Richtung der Achse verändern und zwar bei Zug vergrößern, bei Druck verringern.

Zug- oder Druckfestigkeit ist diejenige Zug- oder Druckspannung, d. h. die auf die Flächeneinheit wirkende Kraft, die unmittelbar vor der Zerstörung durch reinen Zug oder Druck vorhanden ist.

2. Beanspruchung auf Schub oder Abscherung tritt auf, wenn die Kräfte zwei unmittelbar nebeneinander liegende Querschnitte gegeneinander senkrecht zur Achse verschieben wollen, so daß ihre Entfernung in der Richtung der Achse nicht geändert wird.

Schubfestigkeit ist die unmittelbar vor der Zerstörung des Körpers durch Schub in dem Abscherungsquerschnitt auftretende Schubspannung.

3. **Beanspruchung auf reine Biegung** tritt auf, wenn die äußeren Kräfte zwei benachbarte Querschnitte gegeneinander so verdrehen wollen, daß diese nach der Verdrehung nicht mehr parallel sind; bei dieser Verdrehung ändern sich jedoch die Abstände ihrer Schwerpunkte nicht.

Biegungsfestigkeit ist diejenige Biegungsspannung, die in den äußersten Fasern, der auf Biegung beanspruchten Querschnitte unmittelbar vor der Zerstörung des Körpers durch Biegung vorhanden ist.

4. **Verdrehungs- oder Torsionsbeanspruchung** tritt auf, wenn die äußeren Kräfte zwei unmittelbar nebeneinanderliegende Querschnitte um die Achse des Körpers so verdrehen wollen, daß die Querschnitte parallel bleiben und ihren Abstand in der Richtung der Achse nicht ändern.

Torsionsfestigkeit ist die unmittelbar vor der Zerstörung des Körpers durch Torsion an der Bruchstelle auftretende Torsionsspannung. Die Torsionsbeanspruchung ist für die Hochbaukonstruktionen von untergeordneter Bedeutung, und soll hierauf an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden.

Treten von den erwähnten Beanspruchungen zwei oder mehr gleichzeitig auf, so spricht man von zusammengesetzter Beanspruchung und demgemäß auch von zusammengesetzter Festigkeit.

In der Praxis handelt es sich nun weniger um die Festigkeiten für die verschiedenen Beanspruchungsweisen als um die betreffende zulässige Inanspruchnahme. Unter dieser letzteren versteht man diejenige Kraft für ein qcm, die man dem Material mit Sicherheit auf die Dauer zumuten kann. Für die Wahl dieser zulässigen Beanspruchung ist die Elastizitätsgrenze maßgebend, und zwar soll diese niemals erreicht oder gar überschritten werden. Um nun aber unvorhergesehenen Überbelastungen oder Materialänderungen Rechnung zu tragen, führt man einen Sicherheitskoeffizienten ein, indem man mit der zulässigen Beanspruchung nur bis zu einem Bruchteil der Elastizitätsgrenze herangeht, z. B. $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$.

Näheres über die zulässigen Beanspruchungen für die verschiedenen Beanspruchungsarten findet sich in § 10. Für solche Konstruktionen, die einem plötzlichen Belastungswechsel unterworfen sind und bei denen die Belastungen mit Erschütterung oder Stößen verbunden auftreten, nimmt man die zulässige Beanspruchung geringer an als bei den durch ruhende Belastung beanspruchten Konstruktionen; man rechnet dann noch mit einem sog. Stoßkoeffizienten, indem man als zulässige Beanspruchung einen weiteren Bruchteil der zulässigen Beanspruchung für ruhende Lasten einführt, oder die stoßend wirkenden Lasten mit einem größeren Wert in Rechnung stellt.

Bei der Belastung der Konstruktion spielt noch der Elastizitätsmodul oder die Elastizitätszahl eine wesentliche Rolle. Diese Zahl gibt uns ein Bild von der Widerstandsfähigkeit des Materials gegen Deformationen; je größer der Elastizitätsmodul ist, desto widerstandsfähiger ist das Material gegen elastische Deformationen.

Die Größe (E) der Elastizitätszahl für die verschiedenen Materialien hat man durch Versuche bestimmt und hat als Mittelwert für Fluß-, Schweißeisen und Stahl gefunden $E = 2\,000\,000$ kg/qcm, für Gußeisen 1 000 000 kg/qcm.

§ 10. Berechnungsweise für die verschiedenen Beanspruchungsarten.

1. **Zug- und Druckfestigkeit (Normalspannung, Normalfestigkeit).** Wirken auf einen stabförmigen, geradachsigen Körper äußere Kräfte in der Stabachse, so erzeugen diese eine über den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilte Zug- oder Druckbeanspruchung, je nachdem die Kräfte dem Körper eine positive Verlängerung oder eine negative Verlängerung (Verkürzung) zu erteilen bestrebt sind. Hat der Stab konstanten

Querschnitt und ist F die Querschnittsfläche in qcm, P die Größe der Kraft in kg, so ist die Spannung in diesem Querschnitt

$$\sigma = \frac{P}{F} \text{ kg/qcm.} \tag{1}$$

Diese Spannung darf nun die zulässige Beanspruchung nicht überschreiten. Bezeichnet man diese mit k, und soll der Stab für eine vorliegende Kraft P dimensioniert werden, so ergibt sich als erforderliche Querschnittsfläche

$$F = \frac{P}{k}. \tag{2}$$

Die zulässige Beanspruchung auf Zug sei k_z,
» » » » Druck » k_d.

Für ruhende Belastung kann man als zulässige Beanspruchung $\frac{2}{3}$ der Elastizitätsgrenze einführen. Da nun die

Elastizitätsgrenze bei Schweißeisen für Zug und Druck = rund 1600 kg/qcm
» » Flußeisen » » » » = » 2000 » ,

so sind die zulässigen Beanspruchungen auf Zug und Druck für ruhende Belastung:

bei Schweißeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 1600 = 1050$ kg/qcm
» Flußeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 2000 = 1350$ »

Bei stoßend wirkender Belastung wählt man die zulässige Beanspruchung nur $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ so hoch als bei ruhender Belastung, demnach:

bei Schweißeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 1050 = 700$ kg/qcm
» Flußeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 1350 = 900$ »

Bei Gußeisen liegt die Elastizitätsgrenze für Zug bei rund 650 kg/qcm und für Druck bei rund 1700 kg/qcm. Jedoch werden die zulässigen Beanspruchungen beim Gußeisen wegen seiner Sprödigkeit verhältnismäßig viel geringer angenommen als bei Schmiedeeisen, und zwar ist allgemein festgesetzt:

Zulässige Beanspruchung auf Zug 250 kg/qcm
» » » Druck 500 »

Diese Werte gelten nur für ruhende Belastung; für stoßende Belastung darf Gußeisen keine Verwendung finden.

Die folgende Tabelle gibt übliche Mittelwerte für die zulässigen Beanspruchungen, sowie für die Elastizitätszahlen und spezifischen Gewichte der verschiedenen Eisensorten an, wobei Schweißeisen und Flußeisen als Schmiedeeisen zusammengenommen sind.

Tabelle: Zulässige Beanspruchungen, Elastizitätszahlen und spezifische Gewichte der verschiedenen Eisensorten.

Material	Zulässige Beanspruchungen in kg/qcm				Elastiz. Mod.	Spez. Gew. in
	bei stoßender Belastung		bei ruhiger Belastung			
	Zug	Druck	Zug	Druck	kg/qcm	kg/cbm
Gußeisen	—	—	250	500	1 000 000	7250
Schmiedeeisen	750	750	1000	1000	2 000 000	7800
Stahl	1500	1500	1500—1800	1800—2000	2 000 000	7850

Wie schon in § 9 angeführt wurde, tritt mit jeder Beanspruchung eine Formänderung auf, die bei Schmiedeeisen und Stahl innerhalb der Elastizitätsgrenze proportional der

Spannung wächst. Dieses Elastizitätsgesetz lautet für einen Stab mit konstantem Querschnitt

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E}, \tag{3}$$

worin l die ursprüngliche Stablänge und Δl gleich der Verlängerung des Stabes ist.

Hierin nach Formel 1 für σ den Wert $\frac{P}{F}$ eingesetzt, ergibt

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{P}{F \cdot E},$$

woraus sich die Gesamtverlängerung des Stabes findet:

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{E \cdot F}. \tag{4}$$

Mit jeder Längenänderung ist eine Queränderung verbunden, und zwar im entgegengesetzten Sinne, d. h. einer positiven Längenänderung entspricht eine negative Queränderung und umgekehrt. Sind die Querabmessungen des prismatischen Stabes a und b, so ist

$$\frac{\Delta a}{a} = \frac{1}{m} \cdot \frac{\Delta l}{l} \quad \text{und} \quad \frac{\Delta b}{b} = \frac{1}{m} \cdot \frac{\Delta l}{l}.$$

m ist für alle Körper, die nach allen Seiten gleich elastisch sind, also auch für Eisen, annähernd eine Zahl zwischen 3 und 4, für Schmiedeeisen und Stahl empfiehlt sich der Wert $m = 3$.

Bei einem Stab mit nicht konstantem Querschnitt hat man bei der Dimensionierung oder Spannungsberechnung die schwächste Stelle ins Auge zu fassen, d. h. den Nettoquerschnitt zu berechnen. So ist z. B. bei Eisenkonstruktionen an den Anschluß- und Stoßstellen der Stabquerschnitt durch die Niet- oder Schraubenlöcher geschwächt und diese Schwächungen sind bei der Dimensionierung zu berücksichtigen, indem der wirkliche Stabquerschnitt um diese Schwächung größer zu nehmen ist, als die berechnete, erforderliche Querschnittsfläche. Dieser Zuschlag für die Schwächung kommt hauptsächlich bei den gezogenen Stäben in Betracht, weniger bei den gedrückten; denn hier ist die Schwächung in den meisten Fällen durch die Verbindungsmittel wieder ausgefüllt.

Dagegen ist bei gedrückten Stäben gegen die Gefahr des Ausknickens vorzubeugen, d. h. es ist die Knicksicherheit bei gedrückten Stäben nachzuweisen. Ein vollkommen gleichartiger, geradachsiger Stab, der genau zentrisch belastet ist, dürfte theoretisch kein Ausknicken erleiden; da aber praktisch diese Bedingungen nicht erfüllbar sind, so haben diese Abweichungen von der theoretischen Form und Art der Belastung ein Ausbiegen des Stabes zur Folge, wenn nicht nach allen Seiten eine genügende Steifigkeit vorhanden ist. Einen Ausdruck für diese nach jeder Seite hin mindestens nötige Steifigkeit ist gegeben in der EULERschen Knickformel:

$$J_{\min} \geqq \frac{s \cdot l^2 \cdot P}{C \cdot E}. \tag{5}$$

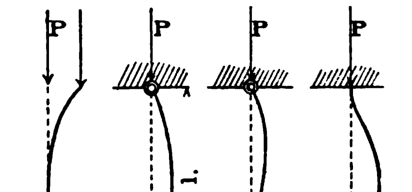
Hierin bedeutet $J_{\min}$ das kleinste Trägheitsmoment in cm^4, s den Sicherheitsgrad, l die freie Stablänge in cm, P die Stabkraft in kg, C eine Konstante, die von der Endbefestigung des Stabes abhängt und E den Elastizitätsmodul.

In bezug auf die Konstante C unterscheidet man 4 Arten von Endbefestigungen und somit 4 Knickfälle:

1. Der Stab ist am einen Ende eingespannt und am anderen Ende frei (Abb. 35)[9])

$$C = \frac{\pi^2}{4}.$$

Abb. 35 bis 38. Die 4 Knickfälle.



2. Der Stab ist an beiden Enden gelenkartig gehalten (Abb. 36)

$$C = \pi^2.$$

3. Der Stab ist am einen Ende eingespannt und am anderen gelenkartig gehalten (Abb. 37)

$$C = 2 \cdot \pi^2.$$

4. Der Stab ist an beiden Enden eingespannt (Abb. 38)

$$C = 4\pi^2.$$

In der Praxis spielt der Fall 2, bei dem die beiden Stabenden gelenkartig gehalten sind, und für den die Konstante $C = \pi^2$ ist, eine vorwiegende Rolle. Denn für die meisten Konstruktionsteile, wie Fachwerksstäbe, Stützen usw. wird für die Berechnung derselben eine gelenkartige Endbefestigung angenommen und oft eine solche auch ausgeführt. Setzt man für diesen 2. Knickfall in die Eulersche Formel den Wert $C = \pi^2$ oder 10, die Stabkraft in Tonnen und die freie Länge in Metern ein, so ergibt sich nach Formel 5 für Schmiedeeisen und Stahl, für die $E = 2\,000\,000$ kg/qcm ist, und für eine 5fache Sicherheit ($s = 5$):

$$J_{\min} \geqq \frac{5 \cdot l^2 \cdot 100 \cdot 100 \cdot P \cdot 1000}{10 \cdot 2\,000\,000}$$

und hieraus die einfache Formel:

$$J_{\min} \geqq 2{,}5 \cdot P \cdot l^2, \tag{6}$$

worin P in t und l in m einzusetzen ist.

Für Gußeisen, für das $E = 1\,000\,000$ kg/qcm ist und für das eine 8fache Sicherheit ($s = 8$) verlangt wird, ergibt sich der Wert

$$J_{\min} \geqq \frac{8 \cdot l^2 \cdot 100 \cdot 100 \cdot P \cdot 1000}{10 \cdot 1\,000\,000}, \text{ oder}$$

$$J_{\min} \geqq 8 \cdot P \cdot l^2. \tag{7}$$

Auch hier ist P in t und l in m einzusetzen.

Liegt ein anderer Knickfall vor, so kann dieser aus Fall 2 leicht durch einfache Multiplikation mit der Verhältniszahl der Konstanten geschehen. Z. B. bei Fall 1 muß $J_{\min}$ viermal so groß und bei Fall 3 nur halb so groß sein als bei Fall 2, wenn man die gleiche Knicksicherheit erhalten will.

Der Vorgang bei der Berechnung gedrückter Stäbe ist folgender: Zunächst wird die erforderliche Querschnittsfläche $F = \frac{P}{k}$ ermittelt und diese, wenn möglich so angeordnet, daß das für die Knicksicherheit erforderliche, kleinste Trägheitsmoment mindestens vorhanden ist. Genügt trotz geschickter Anordnung die berechnete Querschnittsfläche nicht zur Erzielung der verlangten Steifigkeit, so muß man zur Erreichung des erforderlichen $J_{\min}$ die Querschnittsfläche entsprechend vergrößern.

---

[9]) Die Abb. 35 bis 38, 89, 90, 115 bis 119, 128, 129, 145, 146, 227, 234, 255, 256, 271 bis 274, 279, 280, 286 bis 291, 302 bis 304, 308 bis 322, 332 bis 337, 340 bis 342, 356 bis 359, 383 bis 386, 399, 420, 421 und 459 bis 470 sind entnommen aus: Max Foerster, »Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten«, 3. Aufl., Leipzig 1906.

Über die Berechnung der Trägheitsmomente einfacher und zusammengesetzter Querschnitte siehe § 11. Beispiele für die Berechnung folgen ebenfalls später.

2. Schubfestigkeit (Abscherung). Nimmt man die in einem Querschnitt auftretende Schubspannung als gleichmäßig verteilt an, so ergibt sich als Schubbeanspruchung für 1 qcm, also die Schubspannung nach der Formel

$$\sigma_s = \frac{P}{F}, \tag{8}$$

wo P die auf Abscherung wirkende Kraft und F die Querschnittsfläche des betrachteten Querschnitts ist. σ_s darf höchstens gleich der zulässigen Beanspruchung auf Schub (k_s) werden, d. h. es muß $\sigma_s \leqq k_s$ sein, und als Dimensionierungsformel ergibt sich

$$F = \frac{P}{k_s}. \tag{9}$$

Die zulässige Beanspruchung auf Schub kann man ungefähr gleich $\frac{4}{5}$ der zulässigen Beanspruchung auf Zug oder Druck setzen, d. h. $k_s = \frac{4}{5} k_d$ oder $\frac{4}{5} k_z$, wobei der kleinere dieser beiden Werte maßgebend ist.

Demnach ergibt sich für:

$$\left.\begin{aligned} \text{Gußeisen } k_s &= 250 \cdot \tfrac{4}{5} = 200 \text{ kg/qcm} \\ \text{Schweißeisen } k_s &= 1050 \cdot \tfrac{4}{5} = 840 \text{ kg/qcm} \\ \text{Flußeisen } k_s &= 1350 \cdot \tfrac{4}{5} = 1080 \text{ kg/qcm} \end{aligned}\right\} \text{für ruhende Belastung}$$

$$\left.\begin{aligned} \text{Schweißeisen } k_s &= 700 \cdot \tfrac{4}{5} = 560 \text{ kg/qcm} \\ \text{Flußeisen } k_s &= 900 \cdot \tfrac{4}{5} = 720 \text{ kg/qcm} \end{aligned}\right\} \text{für stoßend wirkende Belastung.}$$

Als Mittelwert könnte man gemäß der Tabelle auf S. 307 für Schmiedeeisen (Flußeisen und Schweißeisen) einführen:

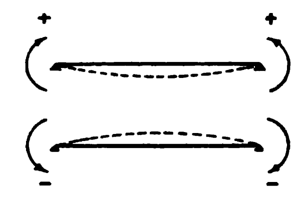
$k_s = 750 \cdot \frac{4}{5} = 600$ kg/qcm bei stoßender Belastung,
$k_s = 1000 \cdot \frac{4}{5} = 800$ kg/qcm bei ruhender Belastung.

Rechnungsbeispiele siehe bei den Vernietungen usw.

Für die Berechnung von Schubbeanspruchungen in Querschnitten vollwandiger Konstruktionen ist meist die Querkraft maßgebend. Unter Querkraft eines Querschnitts versteht man die algebraische Summe, der zum Querschnitt parallelen Komponenten sämtlicher Kräfte auf der einen Seite dieses Querschnitts. (Näheres siehe bei den Trägern, Abschnitt IV.)

3. Biegungsfestigkeit. Nach § 9, 3 tritt Biegung auf, wenn die Kräfte zwei Nachbarquerschnitte um eine zur Kraftebene senkrecht stehende Achse so zu drehen bestrebt sind, daß die anfänglich parallelen Querschnitte nicht mehr parallel bleiben. Diese Verdrehung wird durch die Summe der Momente aller Kräfte auf der einen Seite des Querschnitts, bezogen auf den Schwerpunkt des betreffenden Querschnitts als Drehpunkt, bedingt. Diese Summe der Momente wird das Biegungsmoment des betreffenden Querschnitts genannt. Als positive Biegungsmomente bezeichnet man in der Regel diejenigen, die den Träger nach unten durchzubiegen bestrebt sind, die also auf beiden Seiten des Querschnitts nach oben drehen (Abb. 39). Die umgekehrt wirkenden Biegungsmomente sind dann negativ (Abb. 40).

Abb. 39 u. 40. Positive und negative Biegungsmomente.



Die maximalen Biegungsspannungen sind abhängig von den maximalen Biegungsmomenten und zwar ist in den einzelnen Querschnittspunkten die Biegungsspannung um so größer, je größer der Abstand der betreffenden Querschnittspunkte

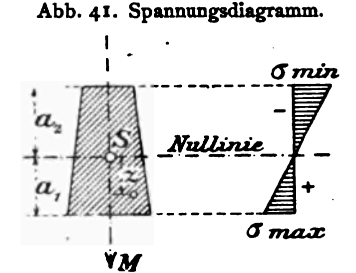
vom Schwerpunkt dieses Querschnitts ist. Die größte Biegungsspannung tritt also an der äußersten Faser des Querschnitts auf. Ferner ist die Größe der Biegungsspannung abhängig von der Gestalt und Größe des beanspruchten Querschnitts; denn die Querschnittsformen und zwar die Trägheitsmomente der Querschnitte bedingen die Widerstandsfähigkeit des Körpers gegen Verbiegungen. Je widerstandsfähiger der Träger gegen Verbiegung ist, d. h. je größer die in Betracht kommenden Trägheitsmomente sind, desto kleiner sind für vorliegende Biegungsmomente die Biegungsspannungen.

Schneidet die durch die äußeren Kräfte gelegte Ebene den Querschnitt in einer Hauptachse (siehe § 11), so erfolgt die Verdrehung des betreffenden Querschnitts um eine zur Kraftebene senkrechte Achse, d. h. um die zur obigen Hauptachse zugehörige Hauptachse und die Biegungsspannung in einem beliebigen Querschnittspunkte ist dann direkt proportional dem Biegungsmoment M für diesen Querschnitt, sowie dem Abstande z vom Schwerpunkt (der Drehachse) und umgekehrt proportional dem Trägheitsmoment J. Folglich ist

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{J} \cdot \tag{10}$$

Wird hierin M in kgcm, z in cm und J in cm^4 eingesetzt, so ergibt sich σ in kg/qcm.

Abb. 41. Spannungsdiagramm.



Alle Punkte mit derselben Entfernung z haben die gleiche Spannung. Wird für jeden Querschnittspunkt die zugehörige Spannung aufgetragen, so ergibt sich das sog. Spannungsdiagramm (Abb. 41).

In den Punkten, für die $z = 0$ ist, wird auch die Spannung gleich 0 (neutrale Achse des Querschnitts oder Nullinie).

Bei positiven Biegungsmomenten erleiden die Punkte unterhalb der Nullinie Zugspannungen (+) und diejenigen oberhalb der Nullinie Druckspannungen (—). Die Biegungsspannungen werden also auf Zug- und Druckspannungen zurückgeführt, sind also Normalspannungen. Die größten Beanspruchungen treten in den äußersten Punkten auf, mithin die größte Zugspannung für $z = a_1$ und die größte Druckspannung für $z = a_2$. Es ist daher:

$$\sigma_{\max} = \frac{M \cdot a_1}{J} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \frac{M \cdot a_2}{J} \cdot$$

$\sigma_{\max}$ und $\sigma_{\min}$ dürfen höchstens gleich der zulässigen Zug- bzw. Druckbeanspruchung werden, d. h.

$$\sigma_{\max} = k_z = \frac{M \cdot a_1}{J} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = k_d = \frac{M \cdot a_2}{J} \cdot \tag{11}$$

Für Schmiedeeisen und Stahl, für die $k_z = k_d = k$ ist, ergibt sich als Bedingung für eine gute Materialausnutzung:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = k ,$$

und somit auch $a_1 = a_2 = a$.

Die Dimensionierungsgleichung ist also

$$k = \frac{M \cdot a}{J} \quad \text{oder} \quad \frac{J}{a} = \frac{M}{k} \cdot \tag{12}$$

J und a sind abhängig von der Querschnittsform und somit gesucht, wenn für ein vorliegendes Biegungsmoment M ein Träger zu berechnen ist.

$\frac{J}{a}$ bezeichnet man als Widerstandsmoment (W) und dieses ist für die meisten Normalprofile direkt in den Profilbüchern gegeben; es kann in solchem Falle das erforderliche Profil unmittelbar gewählt werden nach der Gleichung:

$$W = \frac{M}{k}; \tag{13}$$

worin k die zulässige Zug- und Druckbeanspruchung bedeutet. Es sind also für Schmiedeeisen und Stahl dieselben Werte für k wie bei der Zug- und Druckfestigkeit (siehe § 10, 1) zugrunde zu legen. Beispiele für die Berechnung siehe später.

Ist k_z nicht gleich k_d, so ist als zulässige Biegungsbeanspruchung der kleinere dieser beiden Werte zu wählen, und man wird dann mit Rücksicht auf eine gute Materialausnutzung bei der $\sigma_{max} = k_z$ und $\sigma_{min} = k_d$ ist, dem Querschnitt wenn möglich solche Abmessungen geben, daß $\frac{a_1}{a_2} = \frac{k_z}{k_d}$ wird. Bei Gußeisen z. B. mit $k_z = 250$ kg/qcm und $k_d = 500$ kg/qcm wäre bei $a_1 = a_2$, d. h. wenn der Schwerpunkt in halber Höhe liegt, mit einer zulässigen Biegungsspannung von $k = 250$ kg/qcm zu rechnen und nach der Formel $W = \frac{M}{k}$ zu dimensionieren; oder auch, um k_d und k_z voll auszunutzen, die Querschnittsform so zu wählen, daß $\frac{a_1}{a_2} = \frac{k_z}{k_d} = \frac{250}{500} = \frac{1}{2}$ also: $a_1 = \frac{1}{3}h$ und $a_2 = \frac{2}{3}h$ ist, mithin der Schwerpunkt in einem Drittel der Höhe liegt (Abb. 42).

Da aber bei Gußeisen das Proportionalitätsgesetz nicht gilt, und somit auch diese Berechnungen nicht genau zutreffen, empfiehlt es sich, Gußeisen für auf Biegung beanspruchte Teile nicht zu verwenden; dies ist auch mit Rücksicht auf die Sprödigkeit des Gußeisens sehr empfehlenswert.

Abb. 42. Günstige Querschnittsform für Gußeisen.

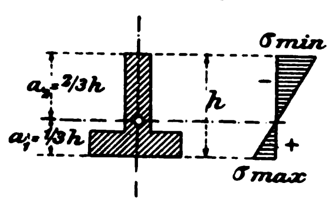
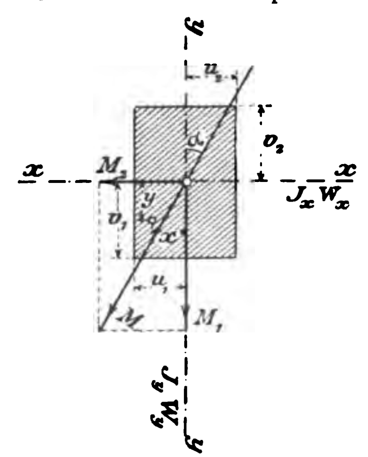


Abb. 43. Kraftebene schneidet den Querschnitt nicht in Hauptachse.



Schneidet die Kraftebene den Querschnitt nicht in einer Hauptachse, so findet die Verdrehung nicht um eine zur Kraftebene senkrecht stehende Achse statt. Die Richtung der Drehachse, d. h. die Richtung der Nullinie ist also von vornherein nicht bekannt. Zur Berechnung zerlegt man das Biegungsmoment M des betreffenden Querschnitts in 2 Seitenkomponenten M_1 und M_2 (Abb. 43), berechnet für jede die zugehörigen Spannungen und addiert diese.

Die Spannung in einem beliebigen Punkte mit dem Abstande y von der x-Achse und dem Abstand x von der y-Achse berechnet sich zu

$$\sigma = \frac{M_1 \cdot y}{J_x} + \frac{M_2 \cdot x}{J_y}.$$

Ferner ist

$$M_1 = M \cdot \cos\alpha; \; M_2 = M \cdot \sin\alpha.$$

M_1 und M_2 können auch aus der Zeichnung direkt abgegriffen werden, wenn man M in einem bestimmten Maßstab aufträgt und graphisch zerlegt.

Es sei J_x = Trägheitsmoment des Querschnitts auf die x-Achse bezogen und J_y = Trägheitsmoment auf die y-Achse bezogen. Für die Grenzwerte von x und y treten die größten Spannungen auf; bei positiven Biegungsmomenten ist daher die größte Zugspannung σ_{max} für $x = + u_1$

und $y = + v_1$; die größte Druckspannung σ_{min} für $x = - u_2$ und $y = - v_2$; also:

$$\sigma_{max} = \frac{M_1 \cdot v_1}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u_1}{J_y} \quad \text{und} \quad \sigma_{min} = -\left(\frac{M_1 \cdot v_2}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u_2}{J_y}\right).$$

Sind die zulässigen Beanspruchungen auf Zug und Druck wieder einander gleich, d. h. ist $k_z = k_d = k$, so wird mit Rücksicht auf eine gute Materialausnutzung $v_1 = v_2 = v$ und $u_1 = u_2 = u$ gewählt und die Bedingungsgleichung heißt dann:

$$k = \frac{M_1 \cdot v}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u}{J_y}. \tag{14}$$

Da nun $\frac{J_x}{v} = W_x$ das Widerstandsmoment für die X-Achse und $\frac{J_y}{u} = W_y$ dasjenige für die y-Achse ist, so ergibt sich somit

$$k = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} = \frac{1}{W_x}\left(M_1 + \frac{W_x}{W_y} \cdot M_2\right).$$

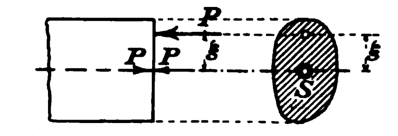
Wird das Verhältnis der beiden Widerstandsmomente $\frac{W_x}{W_y} = c$ gesetzt, so ist $k = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{W_x}$, und die Dimensionierungsformel heißt:

$$W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k}, \tag{15}$$

c wird zunächst gewählt (für I-Eisen $c = 7$ bis 9 und für [-Eisen $c = 5$ bis 7, für mittlere Profile) und mittels Annäherung die Rechnung durchgeführt (Beispiele siehe bei der Pfettenberechnung in Abschnitt V).

4. **Zusammengesetzte Festigkeit.** Der häufigste Fall der zusammengesetzten Festigkeit ist derjenige, der durch eine Achsialkraft P und ein Moment M oder auch, was dasselbe ist, durch eine den Querschnitt exzentrisch, d. h. nicht im Schwerpunkt, treffende Kraft erzeugt wird. Den letzten Belastungsfall kann man ersetzen durch eine achsialwirkende Kraft und ein Kräftepaar mit dem Moment $P \cdot \xi$, wenn ξ die Exzentrizität der Kraft ist (Abb. 44). Die durch die Achsialkraft P und das Moment M erzeugten Spannungen addieren sich direkt, da sie beide Normalspannungen sind; selbstredend ist bei der Summierung das Vorzeichen zu berücksichtigen.

Abb. 44. Zusammengesetzte Festigkeit.



Trifft die Kraft P den Querschnitt nicht senkrecht, so kommt für die Normalspannungen die zur Querschnittsebene senkrechte Komponente der Kraft in Betracht; die andere in der Querschnittsebene wirkende Komponente erzeugt Schubspannungen im Querschnitt.

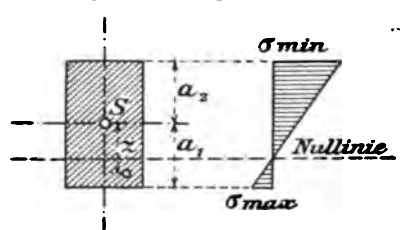
Wird ein Querschnitt durch eine Achsialkraft P und ein Biegungsmoment M beansprucht, so sind bei der Spannungsermittelung wieder zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Kraft- oder Momentenebene den Querschnitt in einer Hauptachse schneidet oder nicht. Schneidet die Kraftebene den Querschnitt in einer Hauptachse, so ist die Spannung in einem beliebigen Punkte im Abstand z von der zugehörigen Hauptachse:

$$\sigma = \pm \frac{P}{F} + \frac{M \cdot z}{J}, \tag{16}$$

$\frac{P}{F}$ ist positiv oder negativ, je nachdem die Achsialkraft auf Zug oder auf Druck wirkt.

Abb. 45 entspricht einem negativen $\frac{P}{F}$. Die Grenzspannungen treten auf für die Grenzwerte von z und zwar ist bei positivem Biegungsmoment M

Abb. 45. Zusammengesetzte Festigkeit.



$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M \cdot a_1}{J}$$

und

$$\sigma_{\min} = \pm \frac{P}{F} - \frac{M \cdot a_2}{J}.$$

Bei $a_1 = a_2 = a$ ergeben sich durch Einsetzung von $\frac{J}{a} = W$ die Werte

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \pm \frac{P}{F} - \frac{M}{W}. \tag{17}$$

Erzeugt P Zugspannungen, so ist

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \frac{P}{F} - \frac{M}{W}.$$

Wirkt P auf Druck, dann wird

$$\sigma_{\max} = -\frac{P}{F} + \frac{M}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = -\frac{P}{F} - \frac{M}{W}.$$

Haben $\sigma_{\max}$ und $\sigma_{\min}$ gleiche Vorzeichen, so wird der ganze Querschnitt nur gezogen oder gedrückt; die Nullinie fällt dann außerhalb des Querschnitts. Ist das Vorzeichen von $\sigma_{\max}$ und $\sigma_{\min}$ verschieden, so tritt im Querschnitt teils Zug und teils Druck auf, d. h. die Nullinie fällt in den Querschnitt.

Schneidet die Kraftebene den Querschnitt nicht in einer Hauptachse, so steht die Richtung der Nullinie nicht mehr senkrecht auf der Kraftebene. Man zerlegt dann das Moment wie bei der reinen Biegung in zwei Seitenkomponenten M_1 und M_2 und es ergibt sich nach S. 312 die Spannung in einem beliebigen Querschnittspunkte

$$\sigma = \pm \frac{P}{F} + \frac{M_1 \cdot y}{J_x} + \frac{M_2 \cdot x}{J_y}. \tag{18}$$

Vergleiche Abb. 43, bei der in S noch eine Achsialkraft P wirkend zu denken ist. Die Grenzspannungen ergeben sich wieder für die Grenzwerte von y und x zu:

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M_1 \cdot v_1}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u_1}{J_y} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \pm \frac{P}{P} - \frac{M_1 \cdot v_2}{J_x} - \frac{M_2 \cdot u_2}{J_y}$$

und bei $M_1 = M_2 = M$; $v_1 = v_2 = v$, wobei $\frac{J_x}{v} = W_x$ und $\frac{J_y}{u} = W_y$ ist,

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \pm \frac{P}{F} - \frac{M_1}{W_x} - \frac{M_2}{W_y}. \tag{19}$$

Hierin ist für $\frac{P}{F}$ je nach der Wirkung von P das positive oder negative Vorzeichen zu wählen. Auch hierbei wird wieder der ganze Querschnitt gezogen oder gedrückt, wenn $\sigma_{\max}$ und $\sigma_{\min}$ gleiche Vorzeichen haben. Die Nullinie fällt dann außerhalb des Querschnitts. Haben $\sigma_{\max}$ und $\sigma_{\min}$ entgegengesetztes Vorzeichen, so liegt die Nullinie im Querschnitt und auf ihrer einen Seite treten Zug-, auf der anderen Seite Druckspannungen auf.

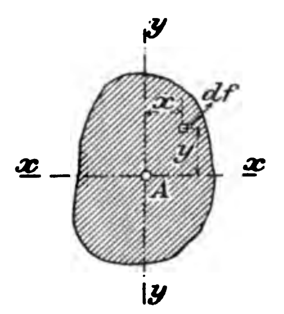
Die Dimensionierungsformel kann analog, wie bei der reinen Biegung gebildet werden.

Die aus Druck und Biegung zusammengesetzte Festigkeit spielt im Hochbau besonders bei exzentrisch belasteten Stützen, sowohl bei eisernen als auch gemauerten, eine große Rolle. Beispiele siehe bei Säulen (Abschnitt III).

Wegen der zusammengesetzten Schub- und Biegungsspannung vergleiche in § 14, 1, e die »Berechnung der Gelenkbolzen«.

§ 11. Trägheitsmomente. Wie aus § 10 ersichtlich ist, sind zum Nachweis der Knicksicherheit und zur Berechnung der Biegungsspannungen die Trägheitsmomente erforderlich. Diese sind Flächenmomente höherer Ordnung, und zwar versteht man unter dem Trägheitsmoment eines Querschnitts auf irgend eine Achse die Summe der Produkte aus den unendlich kleinen Flächenteilchen df des Querschnitts und den Quadraten der zugehörigen Abstände von der betreffenden Achse. Diese Achse nennt man Trägheitsachse.

Abb. 46. Trägheitsmoment eines Querschnitts.



Nimmt man z. B. für den in Abb. 46 dargestellten Querschnitt 2 beliebige Achsen xx und yy an, und sind die Abstände eines beliebigen Flächenteilchens von diesen Achsen y und x, so ist das Trägheitsmoment bezogen auf die x-Achse:

$$J_x = \Sigma y^2 \cdot df$$

und dasjenige bezogen auf die y-Achse

$$J_y = \Sigma x^2 \cdot df.$$

Diese beiden Trägheitsmomente nennt man äquatoriale Trägheitsmomente, da die Trägheitsachsen in der Ebene des Querschnitts liegen. Stehen dagegen die Trägheitsachsen senkrecht auf der Ebene des Querschnitts, so spricht man von polaren Trägheitsmomenten (J_p), z. B. für eine solche Achse im Punkte A ist

$$J_p = \Sigma \varrho^2 \cdot df,$$ wobei ϱ der direkte Abstand von A ist.

Schneiden sich zwei äquatoriale und eine polare Trägheitsachse in einem Punkt, wie in Abb. 46, und stehen die beiden äquatorialen Achsen x und y senkrecht aufeinander, so ist das polare Trägheitsmoment gleich der Summe der beiden äquatorialen Trägheitsmomente, da in diesem Falle $\varrho^2 = x^2 + y^2$:

$$J_p = J_x + J_y. \tag{20}$$

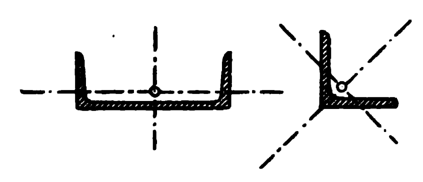
Neben den Trägheitsmomenten unterscheidet man noch die Zentrifugalmomente und zwar ist $\Sigma x \cdot y \cdot df$ das Zentrifugalmoment des Querschnitts auf die beiden Achsen x und y.

In der Festigkeitslehre sind hauptsächlich die äquatorialen Trägheitsmomente von Bedeutung und im besonderen Maße die Trägheitsmomente auf Achsen, die durch den Schwerpunkt gehen und Schwerachsen genannt werden. Für jede Schwerachse ist im allgemeinen das Trägheitsmoment ein anderes, und diejenigen Achsen, die das größte und kleinste Trägheitsmoment aufweisen, nennt man Hauptachsen. Diejenige Hauptachse, für die das Trägheitsmoment ein Maximum ist, wird erste Hauptachse, diejenige für die das Trägheitsmoment ein Minimum ist, zweite Hauptachse genannt. Die beiden Hauptachsen stehen senkrecht aufeinander, und das Zentrifugalmoment des Querschnitts auf die beiden Hauptachsen ist gleich Null.

Hieraus folgt weiter, daß jede Symmetrieachse eine Hauptachse ist, und daß die zugehörige andere Hauptachse auf jener im Schwerpunkt senkrecht steht. Hiernach lassen sich für Querschnitte, die eine Symmetrieachse haben, die Hauptachsen direkt angeben, wie z. B. in Abb. 47 u. 48. Will man für einen unsymmetrischen Querschnitt die Lage der Hauptachsen berechnen, so ermittelt man zunächst die Trägheitsmomente

und das Zentrifugalmoment auf zwei aufeinander senkrecht stehende Achsen, die für die Berechnung bequem liegen; sind die Trägheitsmomente auf diese beiden Achsen J_ξ und J_η, das Zentrifugalmoment $= J_{\xi\eta}$ (Abb. 49), so lautet die Bedingung für die Lage der Hauptachsen:

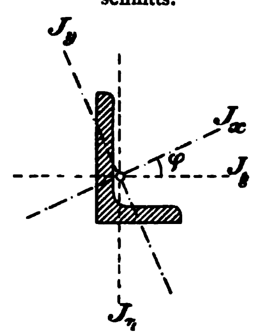
Abb. 47 u. 48. Querschnitte mit einer Symmetrieachse.



$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2 \cdot J_{\xi\eta}}{J_\eta - J_\xi}. \tag{21}$$

Die hierdurch gegebenen 2 Winkel φ sind um 90° voneinander verschieden und geben die Winkel an, die die gesuchten Hauptachsen mit der ξ-Achse bilden.

Abb. 49. Hauptachsen eines unsymmetrischen Querschnitts.



Hat ein Querschnitt 2 oder mehr Symmetrieachsen, die nicht senkrecht aufeinander stehen, so sind auch mehrere Paare von Hauptachsen vorhanden, wie z. B. beim Quadrat, Kreis usw. Beim Quadrat sind 2 Paare von Hauptachsen vorhanden (x und y, sowie ξ und η in Abb. 50), und zwar sind alle 4 Trägheitsmomente gleich groß, denn es ist $J_x = J_y$ und $J_\xi = J_\eta$; ferner ist $J_x = J_\xi$, da 2 verschiedene Maxima nicht möglich sind. Beim Kreis und Kreisring ist jede Schwerachse eine Symmetrieachse, also auch eine Hauptachse, und die Trägheitsmomente auf sämtliche Schwerachsen sind gleich groß.

Ist das Trägheitsmoment eines Querschnitts auf eine Schwerachse bekannt und gleich J_s, so läßt sich das Trägheitsmoment auf eine zu dieser Schwerachse im Abstand u parallele Achse A (Abb. 51) leicht bilden nach der Formel:

$$J_A = J_s + F \cdot u^2. \tag{22}$$

Abb. 50. Querschnitt mit mehr als zwei Symmetrieachsen.

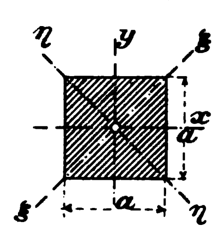


Abb. 51. Trägheitsmoment auf eine zur Schwerachse parallele Achse.

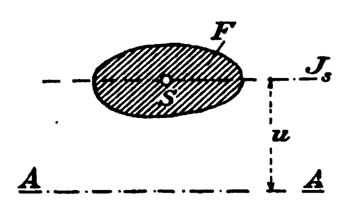
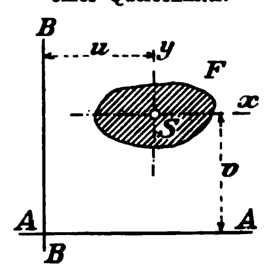


Abb. 52. Zentrifugalmoment eines Querschnitts.



Diese Beziehung läßt sich zur Ermittelung der Trägheitsmomente zusammengesetzter Querschnitte sehr zweckmäßig verwenden, wie die später folgenden Beispiele zeigen.

Analog ist nach Abb. 52 das Zentrifugalmoment für die Achsen A und B.

$$J_{AB} = J_{xy} + F \cdot u \cdot v.$$

Sind die x- und y-Achsen Hauptachsen, so ist

$$J_{xy} = 0, \quad \text{und es wird} \quad J_{AB} = F \cdot u \cdot v.$$

Die Maßeinheiten der Trägheitsmomente und Zentrifugalmomente sind vierter Dimension, z. B. cm^4 oder m^4 usw. Bei Umwandlung von m^4 in cm^4 sind also die Zahlen mit 100^4 zu multiplizieren. Z. B. $2{,}5\ m^4 = 250000000\ cm^4$.

Trägheitsmomente verschiedener Querschnitte.

1. Rechteck (Abb. 53).

Die Trägheitsmomente auf die Hauptachsen sind:

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}; \quad J_y = \frac{h \cdot b^3}{12},$$

für Achse A: $J_A = J_x + F \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \frac{h^2}{4} = \frac{b \cdot h^3}{3}$.

Analog für Achse B: $J_B = \frac{h \cdot b^3}{3}$.

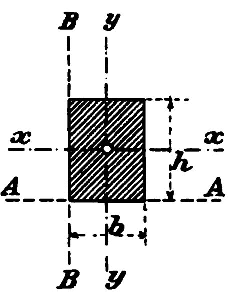


Abb. 53. Rechteck.

2. Quadrat (Abb. 54).

$$J_x = J_y = \frac{a^4}{12}.$$

Für die beiden anderen Hauptachsen ist J gerade so groß; desgleichen für alle anderen Schwerachsen:

$$J_\xi = J_\eta = \frac{a^4}{12} = J.$$

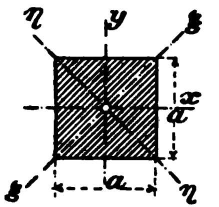


Abb. 54. Quadrat.

3. Dreieck (Abb. 55).

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{36}.$$

4. Trapez (Abb. 56).

$$J = \frac{6 \cdot b^2 + 6 b \cdot b_1 + b_1^2}{36 \cdot (2 b + b_1)} \cdot h^3.$$

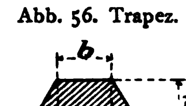


Abb. 55. Dreieck.

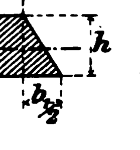


Abb. 56. Trapez.

5. I-Querschnitt (Abb. 57).

Berechnet als Differenz von Rechtecken, ergibt sich:

$$J_x = \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{(B - \delta) \cdot (H - 2 d)^3}{12}.$$

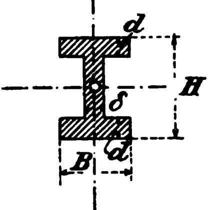


Abb. 57. I-Querschnitt.

Ebenso kann man das Trägheitsmoment eines genieteten Blech-Trägers (Abb. 58) ermitteln:

$$J_x = \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{2 \delta_1 \cdot h_1^3}{12} - \frac{2 b' \cdot h_2^3}{12} - \frac{2 \cdot \lambda \cdot h_3^3}{12}.$$

Hiervon ist noch das Trägheitsmoment der Nietlöcher, entweder der horizontalen oder der vertikalen in Abzug zu bringen; nicht beide zugleich, da diese gegeneinander versetzt sind. Für die vertikalen Nietlöcher wäre abzuziehen: $J_{\min} = 4 \cdot f_n \cdot \left(\frac{h_n}{2}\right)^2$, wobei f_n = Querschnittsanteil eines Nietloches und h_n der Schwerpunktsabstand zweier übereinanderliegender Nietlöcher ist.

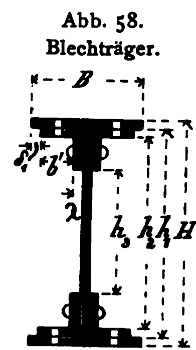


Abb. 58. Blechträger.

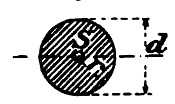
Als angenäherten Ausdruck für das Trägheitsmoment des genieteten Blechträgers könnte man auch schreiben:

$$J = \frac{\delta \cdot \mathfrak{h}^3}{12} + 2 \cdot f \left(\frac{\mathfrak{h}}{2}\right)^2 = \frac{\mathfrak{h}^2}{2} \left(\frac{\delta \cdot \mathfrak{h}}{6} + f\right),$$

worin $\mathfrak{h}$ = Steghöhe, δ = Stegstärke, f = Fläche jeder Gurtung (Winkel und Deckplatten). Für überschlägliche und vorläufige Berechnungen ist diese Formel oft ausreichend.

6. Kreis und Kreisring (Abb. 59 u. 60).

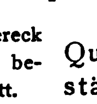
Abb. 59. Kreis.



Für den Kreis ist $J_s = \frac{d^4 \cdot \pi}{64}$ oder $\frac{\pi \cdot r^4}{4}$, für den Kreisring

$J_s = \left(\frac{D^4 - d^4}{64}\right)\pi$ oder $(R^4 - r^4)\frac{\pi}{4}$.

Abb. 60. Kreisring.



Für weitere Querschnittsformen sind die Trägheitsmomente aus der »Hütte« 1905, I, S. 392 usw. ersichtlich; doch dürfte man im allgemeinen mit den angegebenen auskommen.

Sehr zweckmäßig läßt sich die Formel $J = J_s + F \cdot u^2$ zur Berechnung zusammengesetzter Querschnitte verwenden, indem man die in den Profiltabellen angegebenen Trägheitsmomente für die Schwerachsen, Schwerpunktsabstände usw. der einzelnen Teilprofile mit benutzt.

Es seien nachstehend für einige wichtige Querschnittsformen von Fachwerksstäben, Stützen usw. die Gleichungen für J_{max} und J_{min} gegeben.[10])

Abb. 61. Aus zwei übereck gestellten Winkeleisen bestehender Querschnitt.

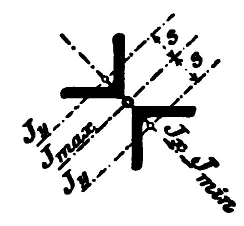


Abb. 62. Aus zwei gleichschenkeligen Winkeleisen bestehender Querschnitt.

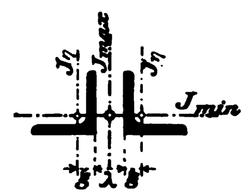


Abb. 61. $\begin{cases} J_{max} = 2 \cdot (J_y + F \cdot s^2), \\ J_{min} = 2 \cdot J_x. \end{cases}$

Abb. 62. $\begin{cases} J_{max} = 2 \cdot \left[J_\eta + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + \xi\right)^2\right], \\ J_{min} = 2 \cdot J_\xi. \end{cases}$

Abb. 63. Aus vier ungleichschenkeligen Winkeleisen bestehender Querschnitt.

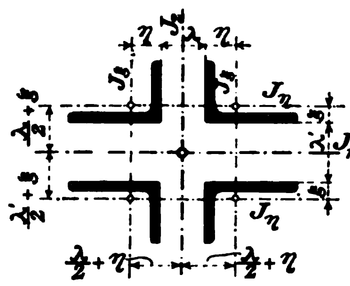


Abb. 64. Aus vier gleichschenkeligen Winkeleisen bestehender Querschnitt.

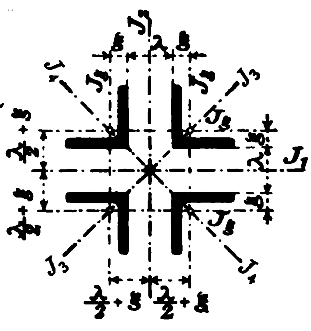


Abb. 63. $\begin{cases} J_1 = 4 \cdot \left[J_\eta + F\left(\frac{\lambda'}{2} + \xi\right)^2\right], \\ J_2 = 4 \cdot \left[J_\xi + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + \eta\right)^2\right]. \end{cases}$

Ob J_1 oder J_2 zum J_{max} wird, ist hier abhängig von λ und λ'.

Bei gleichschenkeligen Winkeln und $\lambda = \lambda'$ ergeben sich vier Hauptachsen mit J_1, J_2, J_3 und J_4, die alle einander gleich sind (Abb. 64).

$$J_1 = J_2 = J_3 = J_4 = 4 \cdot \left[J_\xi + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + \xi\right)^2\right].$$

Der gleiche Wert ergibt sich auch für alle anderen Schwerachsen.

Abb. 65. Aus vier Winkeleisen und einem Futterblech bestehender Querschnitt.

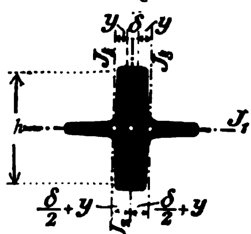


Abb 66. Aus zwei Zoreseisen bestehender Querschnitt.

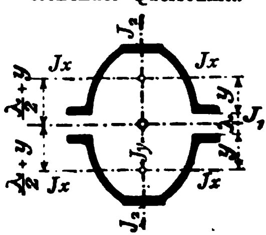


Abb. 65. $\begin{cases} J_1 = 2 \cdot J_y + \frac{\delta \cdot h^3}{12}, \\ J_2 = 2 \cdot \left[J_x + F \cdot \left(\frac{\delta}{2} + y\right)^2\right] + \frac{h \cdot \delta^3}{12}. \end{cases}$

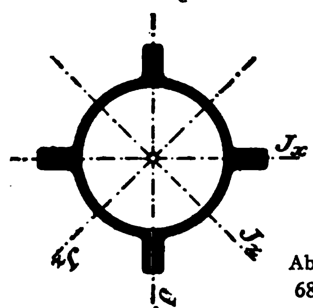
Abb. 66. $\begin{cases} J_1 = 2 \cdot \left[J_x + F\left(y + \frac{\lambda}{2}\right)^2\right], \\ J_2 = 2 \cdot J_y. \end{cases}$

Ob J_1 oder J_2 das Maximum wird, hängt ab von λ.

[10]) Hierbei sind die Bezeichnungen der »Hütte« 1905, zu Grunde gelegt, wonach sich J_x, J_y, J_ξ, J_η und F immer auf ein Profil beziehen.

Bei dem nebenstehenden Querschnitt aus 4 Quadranteisen sind wieder zwei Paare von Hauptachsen (Symmetrieachsen) vorhanden, für die die Trägheitsmomente ebenfalls sämtlich einander gleich sind. Auch für alle anderen Schwerachsen ergeben sich die gleichen Trägheitsmomente.

Abb. 67. Aus vier Quadranteisen bestehender Querschnitt.



$J = J_x = J_z$; die Werte hierfür sind für die verschiedenen Durchmesser in der »Hütte« gegeben.

Abb. 68. Aus zwei ⊏-Eisen bestehender Querschnitt.

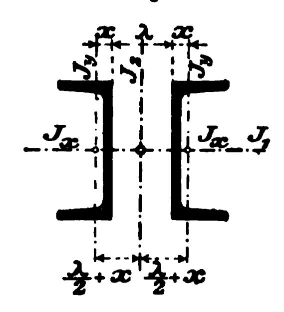


Abb. 68.
$$\begin{cases} J_1 = 2 \cdot J_x, \\ J_2 = 2 \cdot \left[J_y + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + x\right)^2\right]. \end{cases}$$

In der »Hütte« und auch in den meisten anderen Profiltabellen sind für die verschiedenen ⊏-Profile die Werte für λ (i) angegeben, für die $J_1 = J_2$ wird.

Abb. 69. Aus zwei dicht nebeneinander liegenden ⊏-Eisen bestehender Querschnitt.

Ist $\lambda < i$ so wird $J_1 = J_{\max}$ und $J_2 = J_{\min}$.
Ist $\lambda > i$ so wird $J_2 = J_{\max}$ und $J_1 = J_{\min}$.
Für $\lambda = 0$ (Abb. 69) ist $J_2 = J_{\min} = 2 \cdot (J_y + F \cdot x^2)$,
oder auch, da J_b meist für ein ⊏-Eisen angegeben ist,
$$J_{\min} = 2 \cdot J_b.$$

Abb. 70. Aus vier ⅃-Eisen bestehender Querschnitt.

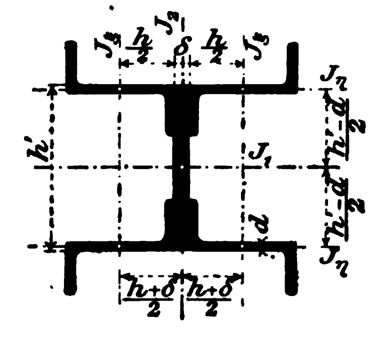


Abb. 70.
$$\begin{cases} J_1 = \frac{\delta \cdot h'^3}{12} + 4 \cdot \left[J_\eta + F \cdot \left(\frac{h' - d}{2}\right)^2\right], \\ J_2 = \frac{h' \cdot \delta^3}{12} + 4 \cdot \left[J_\xi + F \cdot \left(\frac{h + \delta}{2}\right)^2\right]. \end{cases}$$

Für unregelmäßige, krummlinig begrenzte Querschnitte erfolgt die Ermittelung der Trägheitsmomente am zweckmäßigsten auf graphischem Wege, worauf hier jedoch nicht näher eingegangen werden kann.

II. Die Konstruktionselemente.

A. Die Verbindungsmittel der Eisenkonstruktionen.

§ 12. Die verschiedenen Arten der Verbindungsmittel. Die Mittel, welche zur Verbindung zweier oder mehrerer Konstruktionsteile verwendet werden, sind je nach den an sie gestellten Anforderungen und dem Zweck, dem sie dienen, verschieden. Man unterscheidet lösliche und unlösliche Verbindungen und demgemäß lösliche und unlösliche Verbindungsmittel.

Unlöslich nennt man eine Verbindung, wenn eine spätere Trennung der verbundenen Teile nur durch Zerstörung der Verbindungsmittel möglich ist. Lösliche Verbindungen sind solche, die jederzeit auseinander genommen werden können, ohne daß die Konstruktionsteile zerstört werden.

Die löslichen Verbindungsmittel teilt man noch ein in feste und regulierbare, je nachdem die Verbindung eine unveränderlich feste oder eine nachstellbare ist.

Lösliche Verbindungsmittel sind die Schrauben, Bolzen und Keile, und zwar können die Keil- und Schraubenverbindungen regulierbar ausgeführt werden, während die Bolzen feste lösliche Verbindungen ergeben.

Als unlösliche Verbindungsmittel sind zu nennen: das Schweißen, das Löten und die Niete. Das Schweißen und Löten hat für die eigentlichen tragenden Eisenkonstruktionen keine Bedeutung.

Das Schweißen wird nur bei Schweißeisen und Stahl vorgenommen und darf nur da Anwendung finden, wo die Schweißstelle als schwacher Punkt keine Gefahr bietet. Es dient hauptsächlich zur Verlängerung von Flacheisen und Rundeisen und wird vielfach auch dann verwendet, wenn einfache Profileisen scharf im Winkel gebogen werden sollen, z. B. bei Geländern, Verzierungen usw.

Bei dem Löten, der Verbindung zweier Metallstücke durch ein flüssiges Metall, unterscheidet man das Weichlöten und das Hartlöten. Das Weichlöten findet besonders Anwendung bei Spenglerarbeiten, das Hartlöten meist bei Kupferschmiedearbeiten und in der Kunstschlosserei.

Die für die tragenden Eisenkonstruktionen fast nur in Frage kommenden unlöslichen Verbindungsmittel sind die Niete. Die Nietverbindungen sind nur bei Schmiedeeisen und Stahl anwendbar; bei Gußeisen sind sie zu vermeiden, da dieses zu spröde ist, um die für das Nieten nötigen Hammerschläge oder Stöße der Nietmaschinen sicher auszuhalten.

Von den löslichen Verbindungsmitteln sind die wichtigsten: die Schrauben. Diese finden, wie schon erwähnt, bei der Verbindung gußeiserner Teile Anwendung, wo mit Rücksicht auf die Sprödigkeit des Materials Niete ausgeschlossen sind. Ferner treten sie an die Stelle der Niete in allen Fällen, bei denen der nötige Arbeitsraum zur Herstellung der Vernietung nicht vorhanden ist, oder bei denen die Länge der Niete zu groß werden würde; des weiteren auch dann, wenn die Bolzen nicht nur auf Abscherung, sondern noch auf Zug beansprucht werden. Außerdem finden Schrauben besonders Verwendung zu denjenigen Verbindungen, bei denen auf eine Beweglichkeit, Löslichkeit und Nachstellbarkeit Wert gelegt wird. Für Verbindungen zwischen Holz und Eisen, Eisen und Stein usw. kommen sehr oft nur Schrauben in Betracht.

Statt der Schrauben kann man Bolzen verwenden in denjenigen Fällen, bei denen es auf ein Anziehen und Nachstellen nicht ankommt. An Stelle der drehbaren Schraubenmutter tritt ein einfacher Splint, wodurch die Verbindung einfacher und billiger wird.

Die Keile lassen sich mitunter dann praktisch verwenden, wenn die Verbindung rasch oder plötzlich gelöst werden soll oder wenn es sich um eine Verbindung handelt, bei der auf eine unter gewissen Umständen selbständig eintretende Lösung oder Nachspannung Wert gelegt wird, z. B. wenn die Keile bei der Unterbrechung einer Druckübertragung herausfallen sollen (selbständige Lösung) oder bei Vergrößerung des Spielraumes für die Keile nachrutschen sollen (selbständiges Anspannen). Die Keilverbindungen können auch nachstellbar ausgeführt werden.

§ 13. Die unlöslichen Verbindungsmittel.

1. Das Schweißen. Das schmiedbare Eisen wird durch genügende Erhitzung weich und teigartig und läßt sich in diesem Zustande schweißen, d. h. zwei Stücke lassen sich durch Druck oder Hammerschläge verbinden. Hierbei sind die zu vereinigenden Flächen vorher vollständig zu reinigen, so daß das Metall rein und ohne Oxyd vorliegt. Eine mechanische Reinigung allein durch Abfeilen und Beizen mit Säuren genügt nicht, da das Eisen beim Glühen sich sofort wieder mit einer Oxydschicht überziehen würde; es muß deshalb das Eisen während der Schweißarbeit vor Oxydation geschützt werden.

Zu diesem Zwecke bestreut man die zu schweißenden Stellen mit »Schweißpulver«, aus dem sich in der Glühhitze eine leicht schmelzbare Schlacke bildet, die das Eisen umhüllt und so durch Abschluß von der Luft eine weitere Oxydation verhindert. Diese Schlacke darf natürlich in der Schweißstelle nicht verbleiben und muß bei der Schweißung durch die Hammerschläge wieder herausgepreßt werden.

Die Fuge, in der die beiden Stücke vereinigt sind, in der also die Schweißung erfolgt ist, nennt man Schweißfuge. Die Schweißhitze ist bei Schmiedeeisen und Stahl verschieden. Bei Schmiedeeisen muß bis auf Weißglut erhitzt werden, und es kann deshalb als Schweißpulver ein schwerflüssiges Material, das erst in der Weißglut schmilzt, Verwendung finden, z. B. reiner Quarzsand.

Stahl darf nur bis zur Hellrotglut erhitzt werden; es muß deshalb hierbei ein dementsprechend leichter schmelzbares Schweißpulver gewählt werden. Die Güte der Schweißung hängt davon ab, ob das Schweißmittel bei der Schweißung auch wieder vollständig aus der Schweißfuge ausfließt. Ist die Schweißarbeit noch so gut gelungen, so muß man doch bedenken, daß auch die beste Schweißung niemals die Festigkeit des ungeschweißten Materials hat.

Gußeisen läßt sich im eigentlichen Sinne nicht schweißen. Es gibt jedoch ein Mittel, welches gestattet, schadhafte Stellen im Gußeisen auszubessern oder kleine Ansätze anzugießen, und das manchmal auch mit dem Namen Schweißen bezeichnet wird.

2. Das Löten. Das Löten besteht darin, daß zwei gleiche oder verschiedene Metallflächen mittels einer leichter schmelzbaren Legierung, dem Lot, verbunden werden. Vor dem Löten müssen die Metallflächen durch Abfeilen oder Abschaben gut gereinigt werden, da sonst das Lot nicht anhaftet. Auch hier ist während des Lötens die Luft abzuhalten, um eine Oxydation des heißen Metalls zu verhindern. Dies geschieht ähnlich wie beim Schweißen durch einen schützenden Überzug. Beim Weichlöten verwendet man hierzu Kolophonium oder Lötwasser, d. h. eine gesättigte Lösung von Zink in Salzsäure, beim Hartlöten meist Boraxpulver.

Das zum Löten verwendete Verbindungsmetall, das Lot, ist je nach der Art der zu verbindenden Metalle in seiner Zusammensetzung verschieden. Das gewöhnliche dünnflüssige Weichlot besteht aus 60 Teilen Zinn und 40 Teilen Blei, schmilzt bei 180° und dient zur Verbindung der leicht schmelzbaren Metalle: Blei, Zink und Zinn. Das Lot wird meist mittels eines erhitzten Lötkolbens gelöst und aufgetragen.

Das Hart- oder Schlaglot ist strengflüssiger und findet beim Löten schwerer schmelzbarer Metalle, wie Messing, Bronze, Eisen und Kupfer, Anwendung. Die zu verbindenden Teile werden in Holzkohlenfeuer erhitzt, bis das dazwischengebrachte Lot zum Schmelzen kommt und in die Fuge einfließt. Zum Löten von Eisen wird als Lot häufig Kupfer verwendet.

3. Die Vernietungen.

a) *Allgemeines, Ausführung und Untersuchung der Nietung.* Die Niete sind die wichtigsten der für die Eisenkonstruktionen in Betracht kommenden unlöslichen Verbindungsmittel. Die Nietbolzen bestehen aus einem Kopf und Schaft. Die Vernietung wird meist in warmem Zustand vorgenommen, indem der hellglühende Nietbolzen durch das entsprechende, zuvor gereinigte Nietloch gesteckt und der überstehende Teil des Schaftes zu einem zweiten Kopf, dem Schließkopf, »geschlagen« wird. Während der Bildung des Schließkopfes muß der Setzkopf fest angedrückt werden (Vorhalten).

Neben dieser warmen Nietung hat man auch die kalte Vernietung; und zwar kommt diese bei kleinen Nieten unter 1 cm Schaftdurchmesser zur Verwendung, weil die dünnen Schäfte durch die Erhitzung zu stark leiden würden. Die warme Vernietung,

die bei Schaftdurchmessern von mehr als 1 cm immer zu empfehlen ist, und die bei den Hochbau- und Brückenkonstruktionen fast durchweg verwendet wird, hat den Vorteil, daß sich das Material zwecks Bildung des Schließkopfes leichter und mit geringerem Schaden für das Material formen läßt als im kalten Zustande. Ferner wird durch die Abkühlung des Nietbolzens eine Zusammenpressung der zu verbindenden Teile bewirkt. Die mit dieser Zusammenziehung auftretende Reibung zwischen den Flächen wirkt für die Kraftübertragung günstig, wird aber zu Gunsten der Sicherheit nicht in Rechnung gezogen. Mit der Längszusammenziehung ist gleichzeitig eine Zusammenziehung in der Querrichtung verbunden, die unvorteilhaft ist, da das Nietloch nach der Abkühlung nicht vollständig ausgefüllt wird. Man muß diesen Nachteil durch gutes Ausstauchen beseitigen.

Wenn bei Vernietungen auf die Dichtigkeit Wert gelegt wird, wie z. B. bei Wasser- und Gasbehältern, so werden die Niete und die Blechkanten verstemmt. Bei Blechen mit weniger als 5 mm Stärke ist ein Verstemmen nicht mehr gut auszuführen und eine Dichtung wird hierbei erreicht durch Dazwischenlegen von Leinwand- oder Papierstreifen, die mit Mennigekitt gestrichen sind.

Vor der Vernietung sind die zu vernietenden Teile mit den Nietlöchern passend aufeinander zu legen (auszurichten) und durch Bolzen oder Dorne in ihrer richtigen Lage zu halten, bis die Vernietung ausgeführt ist. Damit alle Nietlöcher gut aufeinander passen, müssen die zu verbindenden Bleche übereinstimmend gebohrt sein. Um eine möglichst übereinstimmende Bohrung zu erzielen, werden die Bleche entweder einzeln nach Schablonen gebohrt oder, was besser ist, die zu verbindenden Stücke werden zur Bohrung entsprechend aufeinander gelegt und gemeinsam gebohrt. Aber trotz großer Vorsicht beim Bohren werden sich beim Zusammenlegen (Zusammenfahren) bei der Montage öfters kleine Abweichungen herausstellen. Sind diese Abweichungen zwischen den zusammengehörigen Nietlöchern größer als 5 % des Nietdurchmessers, so müssen die betreffenden Löcher nachgebessert werden. Dies geschieht meist durch Aufreiben mit der Reibahle; für solche ausgeriebene Nietlöcher sind dann entsprechend stärkere Nietbolzen zu verwenden. Gewaltsames Ausrichten mit konischen Stahldornen ist zu verwerfen.

Die Ausführung der Nietung findet durch Hand- und Maschinenarbeit statt. Die Handnietung wird nur für kleinere Konstruktionen angewendet und eventuell auch für kleinere Nacharbeiten bei größeren Konstruktionen. Sie versagt jedoch schon bei mäßig langen Nieten und größeren Nietdurchmessern. Der Schließkopf wird bei der Handnietung durch Aufsetzen eines Schellhammers gebildet, auf den die Hammerschläge ausgeführt werden. Während der Nietung ist ein festes Andrücken (Gegenhalten) des Setzkopfes mit einem schweren Vorhalter oder einer Nietwinde erforderlich.

Die Maschinennietung ist besser und allen Anforderungen gewachsen; sie erfolgt in der Regel durch Maschinen, bei denen der zur Bildung des Schließkopfes nötige Druck oder die nötigen Stöße durch Preßwasser bzw. Preßluft erzeugt werden.

Nietmaschinen mit Dampf- oder elektrischem Betrieb sind selten zu finden. Sehr gute und häufig verwendete Maschinen sind die Revolvernietmaschinen mit Preßluftbetrieb. Die Maschinennietung hat gegenüber der Handnietung folgende Vorteile:

1. Sie übt eine größere und schneller wirkende Kraft aus und hiermit ist verbunden:

2. Eine bessere Zusammenstauchung des Nietschaftes, d. h. eine bessere Ausfüllung des Nietloches, wodurch eine größere Festigkeit der Nietverbindung erreicht wird.

3. Sie ist bedeutend, zwei- bis dreimal, billiger und erfordert drei- bis fünfmal so wenig Zeit als die Handnietung.

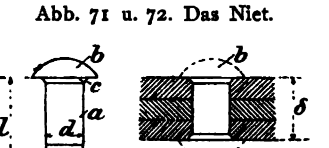
Nachdem die Niete geschlagen sind, müssen sie auf ihre Güte untersucht werden, und zwar muß dies vor Beseitigung der Schönheitsfehler, d. h. vor der Abstemmung der Nietränder, dem Verputzen, geschehen, damit lockere oder schlechte Niete durch Verstemmung nicht scheinbar gut gemacht werden können. Die Niete müssen vollkommen festsitzen und vollständig ausgestaucht sein. Die Prüfung hierauf geschieht am einfachsten durch Anschlagen mit einem kleinen Hammer, dem Nietkontrollhammer.

Bei festsitzenden guten Nieten schnellt der Hammer leicht zurück, und es ergibt sich ein hellklingender Ton, während lose Niete dumpf ertönen. Zweckmäßig und sicher ist es, beim Anschlagen den Daumen an den Nietkopf aufzusetzen und durch das Gefühl festzustellen, ob das Niet fest sitzt.

Ferner müssen die Nietköpfe genau zentrisch zum Nietbolzen sitzen und dürfen keine Risse zeigen. Stichproben durch Herausnehmen von Nieten sind jedenfalls zu empfehlen. Alle Niete, die den obengenannten Bedingungen nicht entsprechen, sind wieder herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. Da im Werk geschlagene Niete im Durchschnitt immer besser und außerdem auch billiger werden, als auf der Baustelle, so soll man zweckmäßig das Vernieten auf der Baustelle möglichst beschränken.

b) *Die Niete selbst.* Die Niete werden aus bestem, weichem und zähem Schweiß- oder Flußeisen hergestellt. Jedes Niet besteht aus einem zylindrischen, am Ende etwas konisch gestalteten Schaft a (Abb. 71) und einem Kopf, dem Setzkopf b. Der Übergang zwischen Setzkopf und Schaft wird gebildet durch ein kegelförmiges Stück c, das ein Einschneiden von scharfen Blechkanten in den Nietkopf verhindern und somit die Festigkeit der Nietverbindung vergrößern soll. Dem Schaft entspricht ein Nietloch mit etwas größerem Durchmesser, das an den beiden äußersten Blechoberkanten entsprechend dem kegelförmigen Übergang c hohlkegelartig abgefaßt wird (Abb. 72).

Abb. 71 u. 72. Das Niet.



Die Länge l des Nietschaftes richtet sich nach der gesamten Dicke der zu verbindenden Teile und ist so zu bemessen, daß noch ein Stück von genügender Länge hervorragt, das zur Bildung des zweiten Kopfes, des Schließkopfes, dient. Die hierzu nötige, aus dem Nietloch hervorragende Länge des Schaftes beträgt ungefähr 1,5 des Schaftdurchmessers d. Das genauere Maß der hervorstehenden Schaftlänge ist ferner auch abhängig von der Gesamtblechstärke δ; denn durch die Ausstauchung des Nietloches und durch die Zusammenziehung bei der Abkühlung wird ein gewisser Teil des hervorstehenden Schaftendes aufgebraucht. Demgemäß wird als genaueres Maß für die Gesamtschaftlänge angegeben:

$$l = 1{,}1 \cdot \delta + 1{,}33\, d. \qquad (23)$$

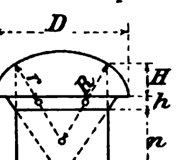
Hiernach berechnet sich z. B. für $\delta = 6$ cm und $d = 2$ cm, $l = 1{,}1 \cdot 6 + 1{,}33 \cdot 2 = 9{,}26$ cm.

Nach der Form der Nietköpfe unterscheidet man volle, halbversenkte und versenkte Nietköpfe. Die vollen und halbversenkten (erhabenen) Nietköpfe haben ungefähr die Gestalt eines Kugelabschnittes, während die versenkten Nietköpfe kegelförmig in die zu verbindenden Bleche versenkt sind.

Sämtliche Nietköpfe müssen solche Abmessungen haben, daß ein Zerdrücken der Auflagerfläche und ein Abscheren des Kopfes in der Längsrichtung des Schaftes nicht eher eintreten kann, als ein Zerreißen des Nietschaftes. Aus der ersten Bedingung

ergibt sich, wenn der Durchmesser des Nietkopfes mit D (Abb. 73) bezeichnet wird, für die erhabenen Nietköpfe die Gleichung:

Abb. 73. Abmessungen des Nietkopfes.



$$\left(\frac{D^2 - d^2}{4}\right) \cdot \pi \cdot k_d = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z,$$

$k_d = k_z$, folglich $D = d \cdot \sqrt{2} = \text{rd.} \cdot 1{,}5\,d$.

Ein Maß für die Höhe des Nietkopfes folgt aus der zweiten Bedingung:

$$d \cdot \pi\,(H + h) \cdot k_s = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z.$$

Für $k_s = \frac{4}{5} k_z$ wird hiernach $H + h = \frac{5}{16} d$. In der Praxis wählt man etwas mehr und zwar $H + h = \frac{1}{2} d$ und zwar

$$H = \tfrac{3}{8} d \quad \text{und} \quad h = \tfrac{1}{8} d.$$

Abb. 74. Normalform des Nietkopfes.

Als Normalform für erhabene Nietköpfe ist allgemein folgende Gestalt festgesetzt (Abb. 74):

$$D = 1{,}5\,d$$
$$H = \tfrac{3}{8} d$$
$$h = \tfrac{1}{8} d$$
$$r = 0{,}5\,d$$
$$R = d$$
$$n = \tfrac{3}{4} d.$$

Zwecks Einzeichnen der Nietköpfe in die Konstruktionszeichnungen beschreibt man gewöhnlich einen Kreis mit einem Radius $R = d$, dessen Mittelpunkt um 0,5 d unter der Anlagefläche des Kopfes liegt (Abb. 75). Im kleinen Maßstab wird die Versenkung nicht gezeichnet.

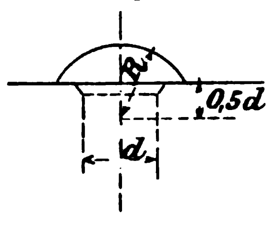


Abb. 75 Einzeichnen des Nietkopfes.

Versenkte Nietköpfe werden in einzelnen Fällen nötig, wenn z. B. für die Ausbildung des erhabenen Nietkopfes kein Raum vorhanden ist, wie bei Unterlagsplatten für Auflager, bei Gleitflächen usw. Sie sind wenn möglich zu vermeiden, werden aber mitunter nötig. Der Kopf hat eine ebene Oberfläche und ist in einen Hohlkonus des Bleches versenkt. Wenn der Schließkopf auch versenkt gebildet werden soll, dann wird das Material des vorstehenden Nietschaftes in einen entsprechend gleichen Hohlkonus des Bleches zusammengestaucht; meist muß dann die Oberfläche durch Abstemmen oder Abfeilen noch nachgearbeitet werden. Ein gutes Nacharbeiten ist besonders dann erforderlich, wenn, wie bei Gleitflächen, auf eine glatte Fläche Wert zu legen ist. Die Abmessungen für den versenkten Nietkopf (Abb. 76) sind folgende:

Abb. 76. Versenkter Nietkopf.

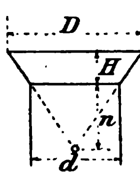
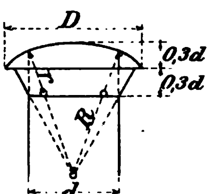


Abb. 77. Halbversenkter Nietkopf.



$$D = 1{,}5\,d$$
$$H = \tfrac{3}{8} d; \quad n = \tfrac{3}{4} d$$
H auch oft $= 0{,}4\,d$ bis $0{,}5\,d$.

Halbversenkte Nietköpfe (Abb. 77) werden manchmal statt der erhabenen da ausgeführt, wo es sich darum handelt, bei sehr langen Nieten die Schaftlänge wegen der Zusammenziehung etwas zu verkürzen, ferner auch an Stelle von versenkten Nietköpfen, wenn die Oberfläche nicht ganz eben sein muß, jedoch der Platz für einen vollen Nietkopf nicht ausreicht.

c) *Die Nietverbindungen.* Man unterscheidet einschnittige (Abb. 78 u. 79), zweischnittige (Abb. 80) und mehrschnittige Vernietungen, je nachdem bei einer etwaigen Zerstörung der Verbindung ein Niet in einem, zwei oder mehreren Querschnitten abgeschert werden würde.

Abb. 78 u. 79. Einschnittige Vernietungen.

Abb. 80. Zweischnittige Vernietung.

Abb. 81. Zweireihige Vernietung.

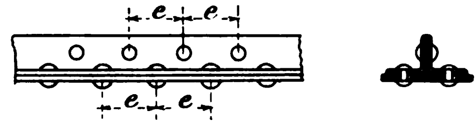
Die Anordnung der Niete wird je nach der Nietanzahl in einer Reihe oder in mehreren Reihen vorgenommen und man unterscheidet demgemäß einreihige und mehrreihige Vernietungen (Abb. 81). Viele Niete hintereinander in einer Reihe sind zu vermeiden, da sie dann nicht alle gleichgut mitwirken; es ist deshalb bei einer großen Nietzahl die Anordnung in mehreren Reihen vorzuziehen.

Nach den Anforderungen, die an die Vernietungen gestellt werden, lassen sich die Niete einteilen in:

α) Kraftniete, die hauptsächlich Kräfte von einem Konstruktionsteil in den anderen zu übertragen haben. Man verwendet dabei starke Niete bei entsprechender Teilung. Die Anzahl der Niete ergibt sich durch Rechnung, der Abstand schwankt von 2,5 d bis 5 d.

β) Heftniete sollen nur das Zusammenhalten der verbundenen Teile eines Stabes oder Säule usw. bewirken und übertragen keine Kräfte; ein Zug- oder Druckstab z. B., der aus mehreren Teilen besteht, ist auf seine ganze Länge zu vernieten. Der Abstand der Niete wird im allgemeinen nicht durch Rechnung festgelegt, sondern ein verhältnismäßig weiter Nietabstand genommen, und zwar wählt man den Nietabstand für gedrückte Stäbe kleiner als für gezogene, um bei Druck ein Ausbeulen der einzelnen Teile zu verhindern. Auch bei Konstruktionsteilen, die der Witterung ausgesetzt sind, ist der Abstand der Heftniete nicht zu groß zu nehmen, damit die Feuchtigkeit nicht so leicht dazwischen treten kann, und die Rostbildung möglichst verhindert wird. Je nach den vorliegenden Verhältnissen schwanken die Abstände der Heftniete, wenn mit d der Nietbolzendurchmesser bezeichnet wird, zwischen 6 d bis 10 d. Der Abstand der Randniete vom Blechrande soll nicht größer als 2,5 d bis 2,8 d sein. Abb. 82 stellt die Vernietung eines Fachwerkstabes dar, der aus 2 Winkeleisen und 1 Lamelle (Blech) zusammengesetzt ist.

Abb. 82. Vernietung eines Fachwerkstabes.



γ) Verschlußniete sollen eine vorwiegend dichte Verbindung abgeben und haben nur verhältnismäßig geringe Kräfte auszuhalten, wie z. B. bei Wasser- und Gasbehältern. Die Niete werden hierbei schwächer gewählt und enger gestellt als bei Kraftnietungen.

δ) Dampfkesselniete müssen zugleich fest und dicht sein.

Für die Eisenkonstruktionen des Hochbaues kommen nur die unter α) und β) genannten Niete in Betracht.

d) *Der Nietdurchmesser.* Die Stärke der im Hochbau gewöhnlich zur Verwendung kommenden Eisensorten schwankt zwischen 0,5 und 1,3 cm und der Durchmesser der Niete wird bei Kraftnietungen meist ungefähr gleich der doppelten Blechstärke gewählt, d. h. $d = 2\delta$. Demgemäß kommen im Hochbau Nietdurchmesser zwischen 1 bis 2,6 cm vor. Die bei den Eisenkonstruktionen zu empfehlenden und vorkommenden Nietdurchmesser sind: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26. Zweckmäßig verwendet man hiervon bei den einzelnen Eisenkonstruktionen selten mehr als drei verschiedene Nietsorten, um unnötige Ausführungserschwernisse zu vermeiden.

e) *Beanspruchungsarten und Berechnung der Nietverbindungen.* Ist die Nietverbindung den Kraftwirkungen am ungünstigsten ausgesetzt, so könnte eine Zerstörung der Nietverbindung durch folgende Umstände auftreten:

1. Durch Abscheren der Nietschäfte.
2. Durch Zerreißen des Bleches zwischen den Nieten.
3. Durch Aufreißen des Bleches vor den Nieten nach dem Rande zu.
4. Durch Aufstauchen oder Zerquetschen des Bleches im Nietloche, wenn der Druck (Lochleibungsdruck) auf die Flächeneinheit zu groß wird.

Die Berechnung der Nietquerschnitte, der Nietabstände, der Anzahl der Niete, sowie der kleinsten Abstände vom Rand, muß so vorgenommen werden, daß für diese vier Fälle vollkommene Sicherheit vorhanden ist. Hierbei wird zugunsten der Sicherheit auf die Reibung zwischen den Abscherungsflächen der Bleche keine Rücksicht genommen.

Die Durchmesser oder die Anzahl der Niete sind so zu bemessen, daß einerseits die zulässige Abscherspannung in den Abscherungsquerschnitten der Niete nicht überschritten wird und andererseits kein Zerdrücken in den Lochwandungen stattfindet. In Folgendem sei:

d = Nietdurchmesser in cm.
δ = Blechstärken der zu verbindenden Teile, wobei bei verschiedenen Blechstärken die dünnere zu wählen ist.
k_s = zulässige Scherspannung des Nietmaterials.
k_L = zulässiger Lochleibungsdruck.
P = maximale Kraft, die durch die Nietverbindung übertragen werden soll.
n = erforderliche Nietanzahl.

Bei einschnittigen Vernietungen (Abb. 83) ergibt sich mit Rücksicht auf die Abscherung:

$$\text{I.} \quad n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geqq P. \tag{24}$$

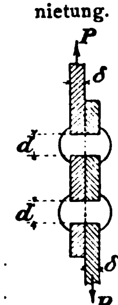


Abb. 83. Einschnittige Vernietung.

Im allgemeinen ist $k_s = 0{,}8\, k_z$, doch wird bei Nieten manchmal auch $k_s = k_z$ gesetzt, da für diese das beste Material zu verwenden ist.

Der Druck auf die Lochleibung wird auf die Projektion des Nietlochs in der Kraftrichtung gleichmäßig verteilt angenommen, also auf ein Rechteck $d \cdot \delta$; so daß der ganze zulässige Lochleibungsdruck für 1 Niet beträgt:

$$d \cdot \delta \cdot k_L.$$

Die Bedingungsgleichung für die Nietanzahl n ist also:

$$\text{II.} \quad n \cdot d \cdot \delta \cdot k_L \geqq P. \tag{25}$$

Für beide Bedingungen (Abscherung und Lochleibung) muß die Nietverbindung genügen, d. h. es ist die Berechnung nach beiden Gleichungen vor-

zunehmen, und zwar kann man d annehmen und das zugehörige n berechnen oder auch n annehmen und das zugehörige d berechnen.

Das erstere ist in den meisten Fällen zweckmäßiger. In diesem Fall ist also die Anzahl zu berechnen auf Abscherung und dann diejenige auf Lochleibung, und der größte Wert für n der Konstruktion zugrunde zu legen. Braucht man z. B. auf Lochleibung 3 und auf Abscherung 2 Niete, so sind mindestens 3 Niete zu wählen. Man gibt zur Sicherheit gewöhnlich 1 bis 2 Niete, bei größerem n oft auch noch mehr, zu.

Soll eine einschnittige Verbindung gleichfest gegen Lochleibungsdruck und Abscherung sein, so besteht die Bedingung:

$$n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = n \cdot d \cdot \delta \cdot k_L \quad \text{oder} \quad \frac{d \cdot \pi}{4} \cdot k_s = \delta \cdot k_L .$$

Setzt man mit Rücksicht auf das gute Nietmaterial $k_s = k$, $k_L = 1{,}5\, k$ und ferner $\pi =$ rd. 3, so wird $\frac{d \cdot 3}{4} = \delta \cdot 1{,}5$, oder $d = \frac{4}{3} \cdot 1{,}5\, \delta$, woraus sich ergibt $d = 2 \cdot \delta$.

Bei $k_s = k$ und $k_L = 1{,}5\, k$ $(k_s = 1{,}5\, k_L)$ gilt also für einschnittige Vernietungen folgendes: Ist der Nietdurchmesser gleich der doppelten Blechstärke, d. h. $d = 2\delta$, so ist die Verbindung in bezug auf Lochleibung und Abscherung gleich gut; es ist dann nur eine Berechnung auf die eine Art nötig.

Ist $d > 2\delta$, dann wird die Lochleibung den größten Wert für n ergeben und es genügt, n nur nach Gleichung II zu berechnen.

Ist $d < 2\delta$, so hat man nur auf Abscherung nach Gleichung I zu berechnen. Sind die Blechstärken der zu verbindenden Teile verschieden, dann ist der kleinere Wert für δ zugrunde zu legen.

Bei zweischnittigen Vernietungen wirken auf Abscherung zwei Querschnitte pro Niet also:

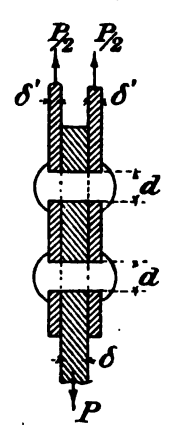
$$\text{I.} \quad n \cdot \frac{2 d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geqq P. \tag{26}$$

Auf Lochleibung ergibt sich, wenn $\delta = 2\delta'$ ist,

$$\text{II.} \quad n \cdot d \cdot \delta \cdot k_L \geqq P.$$

Ist die gesamte Blechstärke in der einen Kraftrichtung nicht gleich der Blechstärke in der anderen Kraftrichtung, so ist immer die schwächere dieser beiden Blechstärken in Gleichung II einzusetzen. Der größere, der aus den Gleichungen I und II sich ergebenden Werte für n ist maßgebend. Soll die zweischnittige Nietverbindung in bezug auf Abscherung und Lochleibung unter Voraussetzung von $k_L = 1{,}5\, k$ wieder gleich fest sein, so muß $d = \delta = 2\delta'$ gewählt werden und es ist dann nur nach einer der beiden Gleichungen zu rechnen. Bei $d < \delta$ braucht nur auf Abscherung, bei $d > \delta$ nur auf Lochleibung berechnet zu werden.

Abb. 84. Zweischnittige Vernietung.



Zusammenstellung.

Beanspruchung	Anzahl der Niete bei einschnittiger Verbindung	Anzahl der Niete bei zweischnittiger Verbindung
Auf Abscherung	$n \geqq \frac{4P}{d^2 \cdot \pi \cdot k_s}$	$n \geqq \frac{2P}{d^2 \cdot \pi \cdot k_s}$
Auf Lochleibung	$n \geqq \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L}$	$n \geqq \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L}$

Für δ ist die kleinste gesamte Blechstärke in der einen oder anderen Kraftrichtung einzusetzen.

Die folgenden Tabellen enthalten die Kräfte, die je ein Niet mit den verschiedenen Durchmessern auf Abscherung bzw. Lochleibung aufnehmen kann.

Tabelle für die Abscherungskraft für 1 Niet in Tonnen; für $k_s = 1000$ kg/qcm.

Durchmesser in mm	10	12	14	16	18	20	22	24	26
für einschnittiges Niet	0,79	1,13	1,53	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,31
für zweischnittiges Niet	1,58	2,26	3,06	4,02	5,08	6,28	7,60	9,04	10,62

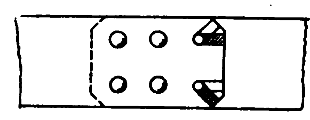
Aus diesen Werten lassen sich die zulässigen Nietkräfte für ein anderes k_s ohne weiteres berechnen, z. B. für $k_s = 800$ kg/qcm sind die betreffenden Zahlen nur mit 0,8 zu multiplizieren.

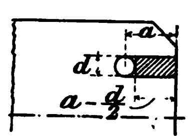
Lochleibungsdruck-Kraft für 1 Niet in t für $k_L = 1,5\,k = 1500$ kg/qcm.

Durchmesser in mm	10	12	14	16	18	20	22	24	26
für einschnittiges Niet mit $d = 2\delta$	0,75	1,08	1,47	1,92	2,43	3,00	3,63	4,32	5,07
für zweischnittiges Niet mit $d = \delta$	1,50	2,16	2,94	3,84	4,86	6,00	7,26	8,64	10,14

f) *Berechnung der Nietabstände.* Die Entfernungen der einzelnen Niete voneinander, sowie vom Blechrande sind ebenfalls von Einfluß auf die Festigkeit der Nietverbindungen. Bei der Berechnung des Nietabstandes vom belasteten Rande, d. h. dem Rande senkrecht oder schräg zur Kraftrichtung ist die Gefahr des Aufschlitzens des Bleches zu berücksichtigen. Diese Abstände müssen so groß sein, daß die hinter dem Niet liegenden Blechstreifen (in Abb. 85 u. 86 schraffiert) nicht herausgeschert werden. Bei der Berechnung auf Herausscheren der Blechstreifen wird nur auf das Stück von der Länge $a - \frac{1}{2}d$ (Abb. 86) Rücksicht genommen. Soll die Abscherungsfestigkeit des Nietes gerade so groß sein, wie diejenige des dahinter liegenden Blechstreifens, so muß sein:

Abb. 85 u. 86. Berechnung des Nietabstandes vom Rand.





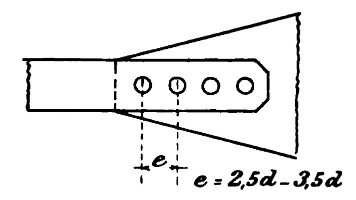
$$\frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_{s\,\text{Niet}} = 2 \cdot (a - \tfrac{1}{2}d) \cdot \delta \cdot k_{s\,\text{Blech}} \cdot \tag{27}$$

Setzt man $k_{s\,\text{Niet}} = k$, $k_{s\,\text{Blech}} = \frac{4}{5}k$ und $d = 2\delta$, d. h. nimmt man gleiche Festigkeit auf Abscherung und Lochleibung an und ferner $\pi =$ rd. 3, so ergibt sich $a = 1,5d$. In der Regel wird $a = 2d$ bis $2,5d$ gewählt. Dasselbe Maß nimmt man auch für den Abstand vom unbelasteten Rande.

Bei der Berechnung des Nietabstandes der einzelnen Niete voneinander ist zu unterscheiden, ob nur eine oder mehrere Nietreihen vorhanden sind.

Bei einer Nietreihe (Abb. 87) ist ferner darauf Rücksicht zu nehmen, ob die Kraft in der Richtung der Nietreihe oder senkrecht zu ihr wirkt. Wirkt die Kraft in der Richtung der Nietreihe, so wird bei vielen Nieten hintereinander wegen der Elastizität

Abb. 87. Nietabstand in der Richtung der Kraft.

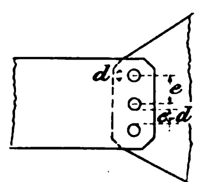


des Eisens die Kraftübertragung ungleichmäßig sein. Deshalb sind in der Regel nicht mehr als 5 bis 6 Niete hintereinander zu setzen. Die Entfernung der einzelnen Niete in der Längsachse wird hierbei zu rd. $2{,}5\,d$ bis $3{,}5\,d$ gewählt.

Wirkt die Kraft senkrecht zur Nietreihe (Abb. 88), so ergibt sich eine Bedingung für die Berechnung der Abstände dadurch, daß die Abscherfestigkeit der Niete ungefähr gleich der Festigkeit des durch die Niete geschwächten Blechquerschnitts sein soll. Die Abscherungsfestigkeit eines Niets muß also ungefähr gleich der Zugfestigkeit des Blechquerschnitts zwischen zwei Nietlöchern sein, d. h.

$$\frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = (e - d) \cdot \delta \cdot k. \qquad (28)$$

Abb. 88. Nietabstand bei einer Nietreihe senkrecht zur Kraft.



Für $d = 2\delta$, oder $\delta = \frac{1}{2}d$, $k_s = k$ und $\pi = \text{rd.}\,3$ ergibt sich hieraus $e = 2{,}5\,d$. Gewöhnlich $e = \text{rd.}\,3\,d$ ($e = 2{,}5\,d$ bis $3\,d$ bis $3{,}5\,d$) gewählt.

Sind mehrere Nietreihen vorhanden, so müssen die Kräfte an jeder Stelle durch das Blech sicher aufgenommen werden können. Denkt man sich nach SCHWEDLER die Kraft eines jeden Nietes durch einen, wie ein Seil um das betreffende Niet gelegten Blechstreifen von der Breite β aufgenommen, so müssen diese Streifen an jeder Stelle des Bleches untergebracht werden können, und die Breite des Bleches, die hierzu nötig wird, ist abhängig von der Streifenbreite β, sowie von der Anzahl der Niete in der ersten Reihe. Jeder Streifen muß eine Nietkraft aufnehmen können; seine Breite β bestimmt sich daher aus:

$$2\beta \cdot \delta \cdot k = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s; \qquad (29)$$

für $d = 2\delta$, $k_s = k$ und $\pi = \text{rd.}\,3$ wird $\beta = \frac{3}{4}\,d$.

Die erforderliche Gesamtblechbreite wird also bei einer Anordnung mit einem Niet in der ersten Reihe (Abb. 89)

$$b = n \cdot 2\beta + d = n \cdot 2 \cdot \tfrac{3}{4}d + d = d \cdot (\tfrac{3}{2}n + 1);$$

bei mehr als 1 Niet in der ersten Reihe muß b größer sein, z. B. bei 3 Nieten (Abb. 90)

$$b = n \cdot 2\beta + 3\,d, \text{ oder für } \beta = \tfrac{3}{4}d$$
$$b = d(\tfrac{3}{2}n + 3).$$

Mit Rücksicht auf eine geringe erforderliche Blechbreite ist daher die Nietzahl in der ersten Reihe möglichst niedrig zu halten; hiermit ist gleichzeitig noch der Vorteil verbunden, daß eine geringere Nietzahl in der ersten Reihe eine geringere Querschnittsschwächung bei gezogenen Stäben zur Folge hat.

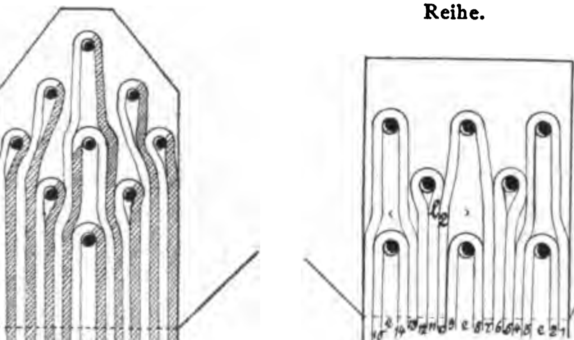
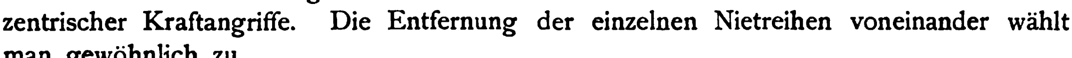


Abb. 89. Gesamtblechbreite bei einem Niet in der ersten Reihe.

Abb. 90. Gesamtblechbreite bei drei Nieten in der ersten Reihe.



Bei der Anordnung der Niete ist darauf zu achten, daß sie zur Kraftrichtung symmetrisch sitzen zwecks Vermeidung exzentrischer Kraftangriffe. Die Entfernung der einzelnen Nietreihen voneinander wählt man gewöhnlich zu

$$e_1 = 2{,}5\,d \text{ bis } 3{,}5\,d.$$

Den kleineren Wert kann man nehmen bei verschränkter Nietstellung (Abb. 91), den größeren bei Parallelstellung (Abb. 92).

Abb. 91. Verschränkte Nietstellung.

Abb. 92. Parallelstellung der Niete.

Der Nietabstand senkrecht zur Kraftrichtung (e_2) ist abhängig von der Anzahl der vorhin erwähnten Seilstränge, die zwischen den Nieten durchgeführt zu denken sind; diese Anzahl wächst mit der Anzahl der hintereinander befindlichen Nietreihen, desgleichen also auch der Nietabstand e_2. Als Mittelwert wird für einfache Stabanschlüsse eingeführt

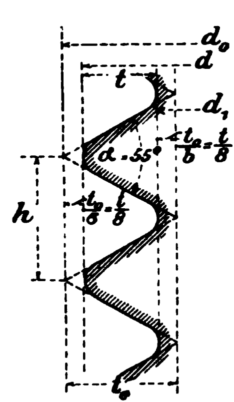
$$e_2 = 3d \text{ bis } 3{,}5d.$$

Ebenso groß kann auch der schräge Abstand für Nieten bei verschränkter Stellung gewählt werden.

§ 14. Die löslichen Verbindungsmittel.

1. Die Verschraubungen. Als lösliche Verbindungsmittel für Bauzwecke kommen von den Schrauben nur die scharfgängigen und eingängigen in Anwendung, d. h. solche, bei denen der Gewindequerschnitt dreieckig ist und bei denen bei einer Umdrehung der in der Richtung der Achse zurückgelegte Weg gleich der Ganghöhe des Gewindes ist. Flachgängige Schrauben, d. h. solche mit rechteckigem Querschnitt spielen beim Bauwesen keine Rolle und sollen deshalb hier nicht besprochen werden.

Abb. 93. Gangprofil des WITWORTH-Gewindes.

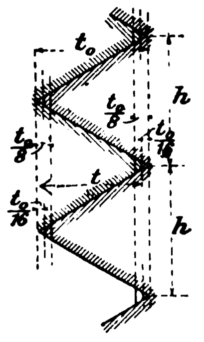


Für die scharfgängigen Schrauben, die Befestigungsschrauben, ist als Schraubensystem das WITWORTHsche noch meistens eingeführt. Bei diesem WITWORTH-Gewinde bilden die Gewinde-Querschnitte gleichschenklige Dreiecke, die an der Spitze sowie am Grunde je um ein Sechstel ihrer Höhe abgerundet sind; der Kantenwinkel beträgt 55°. Das Gangprofil ist durch Abb. 93 dargestellt. Hierin bedeutet:

d_0 den Bolzendurchmesser, d den äußeren Gewindedurchmesser, d_1 den inneren Gewinde- oder Kerndurchmesser, t die Gewindetiefe, h die Ganghöhe und α den Kantenwinkel.

Für die auch in der »Hütte« angegebene Skala des WITWORTH-Gewindes ist als Grundmaß der äußere Gewindedurchmesser d angenommen und dieser nach dem englischen Zollmaße abgestuft. Die nebenstehende Tabelle I gibt ein Bruchstück dieser Skala.

Abb. 94. Gangprofil des metrischen Gewindesystems.



Neben diesem WITWORTH-Gewinde auf englischer Zollgrundlage hatte sich das Bedürfnis nach einem internationalen Gewindesystem auf metrischer Grundlage geltend gemacht, und es wurde auch im Jahre 1898 auf einem Kongreß in Zürich ein solches angenommen. Bei diesem metrischen Gewindesystem ist der Kantenwinkel 60°, und die Spitzen der gleichseitigen Gewindedreiecke sind um $\frac{1}{8}$ der Dreieckshöhen abgeschnitten. Das Gangprofil ist in Abb. 94 dargestellt. Ein Stück der Skala ist aus Tabelle II auf folgender Seite ersichtlich.

Auf die anderen Gewindearten kann Raummangels wegen hier nicht näher eingegangen werden.

Tabelle I: Witworthsches Gewinde.

(Gewindequerschnitt s. Abb. 93.)

Äußerer Durchmesser des Gewindes d		Kern-		Anzahl der Gewindegänge		Höhe der Mutter, abgerundet h_1	Höhe des Kopfes, abgerundet h_0	Schlüsselweite, abgerundet S_0	$Q = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot k_z$, wenn in kg/cm,	
		Durchmesser d_1	Querschnitt $\frac{\pi \cdot d_1^2}{4}$	auf einen engl. Zoll	auf die Länge d				$k_z = 480$	$k_z = 600$
engl. Z.	mm	mm	qcm			mm	mm	mm	kg	kg
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
1½	38,10	32,68	8,388	6	9	38	27	58	4 030	5 030
1⅝	41,27	34,77	9,495	5	8⅛	41	29	63	4 560	5 700
1¾	44,45	37,94	11,31	5	8¾	44	32	67	5 430	6 780
1⅞	47,62	40,40	12,82	4½	8 7/16	48	34	72	6 150	7 690
2	50,80	43,57	14,91	4½	9	51	36	76	7 160	8 950
2¼	57,15	49,02	18,87	4	9	57	40	85	9 060	11 320
2½	63,50	55,37	24,08	4	10	64	45	94	11 560	14 450
2¾	69,85	60,55	28,80	3½	9⅝	70	49	103	13 820	17 280
3	76,20	66,90	35,15	3½	10½	76	53	112	16 870	21 090
3¼	82,55	72,57	41,36	3¼	10 9/16	83	58	121	19 850	24 820
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.

Tabelle II: Internationales Gewindesystem.

(Gewindequerschnitt s. Abb. 94.)

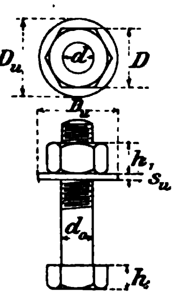
Äußerer Gewindedurchmesser d mm	Kerndurchmesser d_1 mm	Ganghöhe h mm	Gangtiefe t mm	Schlüsselweite D mm
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
12	9,54	1,75	1,23	21
14	11,19	2	1,405	23
16	13,19	2	1,405	26
18	14,48	2,5	1,76	29
20	16,48	2,5	1,76	32
22	18,48	2,5	1,76	35
24	19,78	3	2,11	38
27	22,78	3	2,11	42
30	25,08	3,5	2,46	46
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.

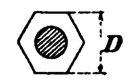
Die Schrauben können je nach der Art der Verwendung und der entsprechenden Ausbildung eingeteilt werden in:

a) Die Schraubenbolzen und Abarten derselben. b) Die Steinschrauben. c) Die Ankerschrauben und Spannschlösser. d) Die Stehbolzenschrauben und e) Die Gelenkbolzen.

a) *Die Schraubenbolzen* bestehen in der Hauptsache aus zwei Teilen, dem eigentlichen Bolzen und der Schraubenmutter. Der Bolzen ist gewöhnlich zylindrisch und hat an dem einen Ende einen Kopf, während auf das andere Bolzenende das Gewinde eingeschnitten ist, auf das die Schraubenmutter aufgedreht werden soll (Abb. 95 bis 97). Wenn auf ein festes Anpressen in den Lochwandungen besonders Wert zu legen ist, so wird in der Regel der Bolzen konisch ausgebildet mit einem Anzug von 1 : 40 bis 1 : 100; hierbei kann dann der Kopf in kleineren Abmessungen gehalten werden oder auch ganz fehlen. Diese konischen Schraubenbolzen finden sehr oft zweckmäßige Verwendung, wenn Niete durch Schrauben ersetzt werden sollen, wobei es auf eine möglichst vollkommene Ausfüllung des Nietloches ankommt.

Abb. 95 bis 97. Schraubenbolzen.





Die auf das Gewinde aufzusetzende Schraubenmutter hat im Grundriß meist die Gestalt eines regelmäßigen Sechsecks, dessen eingeschriebener Kreis in der Regel den Durchmesser $D = 0{,}5 + 1{,}4d$ erhält, wo d der äußere Gewindedurchmesser ist. Dieses Maß D bezeichnet man auch als Schlüsselweite. Bis zu dem eingeschriebenen Kreis ist die Mutter meist kugelförmig abgedreht, wodurch eine ringförmige Aufsitzfläche mit geringerem Bewegungswiderstand erzielt wird. Um diese Aufsitzfläche noch zu vergrößern und eine bessere Druckübertragung zu erhalten, wird die Schraubenmutter meist auf eine Unterlagsscheibe aufgelegt; hauptsächlich dann, wenn das Material des verschraubten Gegenstandes weicher ist als das der Mutter oder auch, wenn die Oberfläche des Materials uneben und rauh ist. Der Durchmesser D_u dieser meist ringförmigen Unterlagsscheibe und ihre Stärke s_u richten sich nach der Härte des verschraubten Materials. So wählt man z. B.:

Bei Eisen $D_u = 1\frac{1}{3}D$ und $s_u = 0{,}2$ cm $+ 0{,}1\,d$ oder auch $= 0{,}1\,D$.

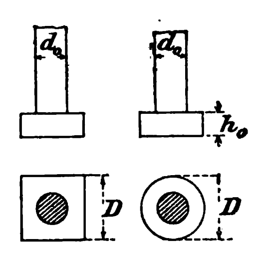
Bei Holz oder Stein $D_u = 3\,d$ oder $\sim 2D$ und $s_u = 0{,}2$ cm $+ 0{,}2d$.

Bei schiefen Anlageflächen, wie z. B. bei Flanschen von Profileisen (⊏- und I-Eisen) sind entsprechende schiefe Unterlagsscheiben zu verwenden, so daß die Schraubenmutter bzw. der Kopf mit ihrer ganzen Aufsitzfläche anliegen.

Die Höhe der Schraubenmutter wird je nach der Beanspruchung der Schraube verschieden gewählt (s. Berechnung der Schraubenabmessungen).

Um ein unvorhergesehenes, unbeabsichtigtes Lösen der Schraubenverbindung zu verhindern, bringt man öfters Sicherungen gegen ein solches Lösen an. Diese Schraubensicherungen können auf verschiedene Arten vorgesehen werden; die älteste und noch heute meist gebräuchlichste Sicherung besteht in der Verwendung der sog. Gegenmutter, die kleinere Abmessungen als die eigentliche Schraubenmutter erhalten kann. Ein anderes Sicherungsmittel ist der Splint, der entweder durch die Mutter und den Bolzen oder unmittelbar vor der Mutter durch den Bolzen hindurchgesteckt wird. Auf diese Schraubensicherungen ist jedoch nur da Wert zu legen, wo durch Erschütterungen usw. eine selbsttätige Lösung der Schraubenverbindung möglich ist. Sie haben also für unsere Eisenkonstruktionen des Hochbaues meist keine Bedeutung.

Abb. 98 bis 101. Kopf der Schraubenbolzen.



Die Köpfe der Schraubenbolzen werden in verschiedenen Formen hergestellt, zylindrisch (Abb. 101), quadratisch (Abb. 99) oder sechseckig. Die Kopfhöhe (Abb. 100) wird gewöhnlich $h_0 = 0{,}7d$ bis $0{,}5\,D$ gewählt, wobei D die Schlüsselweite der Mutter und zugleich des Kopfes bedeutet.

Werden mehrere Schrauben nebeneinander verwendet, so ist die Entfernung der Schrauben nicht geringer als 3,5 d bis 4d zu nehmen, damit zum Anziehen der Schrauben genügend Raum vorhanden ist.

Bei der Berechnung der Schraubenabmessungen sind je nach der Beanspruchungsweise verschiedene Fälle zu unterscheiden:

1. Der Bolzen wird nur auf Abscherung beansprucht; in diesem Falle gelten für den Durchmesser des Bolzens genau dieselben Berechnungsweisen wie für die Nietdurchmesser.

Die Schraubenmutter ist dann unbelastet und erhält gewöhnlich eine Höhe von 0,5 d bis d.

2. Der Bolzen hat reinen Zug auszuhalten; z. B. wenn ein Schraubenbolzen in der Richtung seiner Achse beansprucht wird, nachdem die Schraubenmutter angezogen ist.

Ist P die Last in der Richtung der Schraubenachse in kg, d_1 der Kerndurchmesser in cm, d der äußere Gewindedurchmesser in cm und k_z die zulässige Beanspruchung des Bolzenmaterials in kg/qcm, so gilt die Gleichung

$$P = \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z \,,$$

woraus sich ergibt

$$d_1 = 1{,}13 \cdot \sqrt{\frac{P}{k_z}} \,. \tag{30}$$

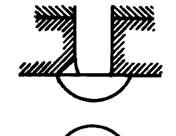
Der äußere Gewindedurchmesser (d) ist ungefähr gleich 0,8 des Kerndurchmessers d_1 und hiernach kann eine entsprechende Schraube aus der Tabelle gewählt werden. Für k_z können je nach der Güte der Schraube folgende Werte eingeführt werden:

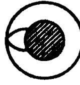
Bei ruhender Belastung $k_z = 800$ bis 1000 kg/qcm,
bei wechselnder Belastung $k_z = 600$ bis 800 kg/qcm.

Die Höhe h_1 der Schraubenmutter berechnet sich mit Rücksicht auf die im Gewinde auftretenden Biegungs- und Schubspannungen und schwankt je nach der Art der Belastung und Güte des Materials von $h_1 = d$ bis $h_1 = D$, wenn D die Schlüsselweite bedeutet. Für den Kopf genügt eine Höhe von $h_0 = 0{,}7\,d$ oder auch rund $0{,}5\,D$.

3. Der Bolzen hat eine Achsialkraft aufzunehmen und ist gleichzeitig auf Verdrehung beansprucht. Eine solche Belastung des Schraubenbolzens liegt vor, wenn die Schraube während ihrer achsialen Beanspruchung angezogen wird. Die durch diese Belastungsweise bedingte Berechnung ergibt, daß die zulässige achsiale Belastung einer solchen Schraube rund $\frac{3}{4}$mal so groß ist, als bei den unter 2. behandelten Schrauben. Die Berechnung kann also erfolgen, indem man eine $\frac{4}{3}$mal so große Achsialkraft zugrunde legt und nach Fall 2 rechnet, oder auch man rechnet nach Fall 2 mit einer zulässigen Beanspruchung k_z, die $\frac{3}{4}$ derjenigen unter 2. ist. Die Höhe der Schraubenmutter sowie die des Kopfes können wie unter 2 gewählt werden.

Abb. 102. Vorkehrung gegen ein Drehen beim Anziehen der Schraube.





Bei den Schraubenverbindungen kommen ebenfalls, wie bei den Vernietungen, in besonderen Fällen Bolzen mit versenkten Köpfen zur Verwendung. Hierbei muß selbstredend eine Vorkehrung gegen Drehen beim Anziehen getroffen werden, was auch für runde Schraubenköpfe gilt (Abb. 102). Von einer solchen Vorkehrung kann abgesehen werden, wenn der Bolzen schon durch die Reibung in den Lochwandungen gegen Drehen gesichert ist. Dies gilt z. B. für an Stelle von Nieten verwendete Schraubenbolzen, da bei solchen eine vollständige Ausfüllung des Nietloches und somit ein festes Anliegen an den Lochwandungen aus

Festigkeitsgründen erforderlich ist. Solche Schraubenbolzen werden in der Regel etwas konisch hergestellt und in die entsprechend konisch ausgeriebene Nietlöcher eingetrieben.

Unter Umständen kann es auch vorkommen, daß Kopf und Schraubenmutter versenkt anzuordnen sind; die Mutter muß dann so ausgebildet werden, daß ein Anziehen

Abb. 103 bis 105. Kopf und Schraubenmutter versenkt.

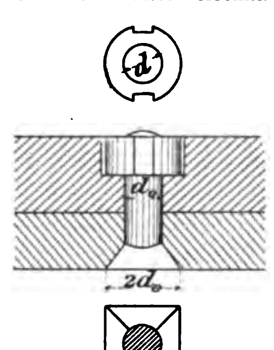


Abb. 106. Stiftschraube.

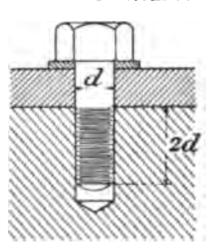
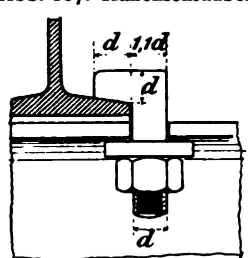


Abb. 107. Hakenschraube.



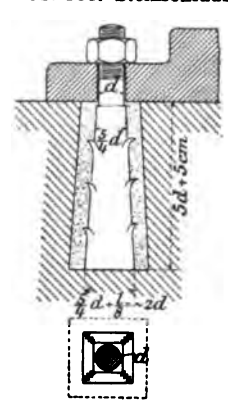
mit einem entsprechenden Schlüssel möglich ist. Abb. 103 bis 105 stellen eine Anordnung mit versenktem Kopf und versenkter Mutter dar.

Stiftschraube ist eine Abart von Schraubenbolzen, bei der die Schraubenmutter fehlt; das zugehörige Muttergewinde ist in den einen Konstruktionsteil eingeschnitten (Abb. 106).

Als weitere Abart der Schraubenbolzen ist noch die Hakenschraube zu nennen, bei der an Stelle des Kopfes ein Haken ausgebildet ist, der den zu verbindenden Konstruktionsteil seitlich übergreift und dessen Festhalten bezweckt (Abb. 107).

b) *Die Steinschraube* dient zur Verbindung von Eisenteilen mit Werksteinen, Quadern usw. Sie hat meist die Gestalt von konischen Schraubenbolzen ohne Kopf und wird mittels Zement, Gips oder Blei in die Steine eingebettet. Um ein Herausreißen zu vermeiden, wird das Loch im Stein ebenfalls konisch gestaltet, d. h. nach außen verjüngt, und der Bolzen meist noch mit Widerhaken (Einkerbungen) versehen. Das Loch im Stein muß natürlich außen weit genug sein, um den Bolzen mit seinen Widerhaken durchstecken zu können. Der Schaft trägt an dem hervorstehenden Ende ein Gewinde, auf das eine Schraubenmutter aufgedreht wird; der eingebettete Teil des Schaftes kann quadratisch oder auch rund ausgebildet werden. Empfehlenswerte Abmessungen sind in Abb. 108 angegeben. Ein Festkeilen des Bolzen vor dem Ausgießen des Loches ist sehr empfehlenswert, damit dieser während des Erhärtens der Ausgußmasse in unveränderter Lage bleibt und so ein festes Einbetten erzielt wird. Die Verwendung von Schwefel zum Vergießen ist zu verwerfen, da durch diesen das Eisen stark angegriffen wird.

Abb. 108. Steinschraube.



c) *Die Ankerschraube* wird an Stelle der Steinschraube verwendet, wenn es sich um Übertragung größerer Kräfte in das Mauerwerk handelt; z. B. bei Verankerung von Maschinen auf ihren Fundamenten, von Lagern für Brücken und Eisenkonstruktionen, die negative Auflagerkräfte zu übertragen haben usw.

Der Ankerbolzen überführt die Kraft nach einer tieferliegenden Ankerplatte, die dann den Druck auf eine größere Fläche des Mauerwerks verteilt. Die Größe der Ankerplatte ist so zu berechnen, daß die zulässige Beanspruchung des Steinmaterials

nicht überschritten wird. Ist die größe Ankerkraft P, so ergibt sich die Anlagefläche der Ankerplatte

$$F = \frac{P}{k}, \tag{31}$$

wobei k die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerks ist. k kann gesetzt werden: für Ziegelmauerwerk gleich 7—14 kg/qcm, für Quadermauerwerk 20 kg/qcm uud mehr, je nach der Güte der betreffenden Materialien. Der Durchmesser d_z des Ankerbolzens ist zu berechnen aus der Formel

$$\frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z = P,$$

aus der sich ergibt

$$d_z = 1{,}13 \sqrt{\frac{P}{k_z}}. \tag{32}$$

Ist an den Ankerbolzen eine Schraube angeschnitten, so ist d_z maßgebend für den Nettoquerschnitt des Bolzens, d. h. für den Kerndurchmesser der Schraube.

Soll in bezug auf Zerdrücken des Steines sowie auf Zerreißen des Bolzens ungefähr gleiche Festigkeit vorhanden sein, so bestehen zwischen der Größe der Ankerplatte und des Ankerbolzens folgende Beziehungen:

$$F \cdot k = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \quad \text{oder} \quad F = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{k_z}{k}. \tag{33}$$

Bei einer quadratischen Ankerplatte mit der Seitenlänge a wird also:

$$a = d_z \sqrt{\frac{k_z}{k} \cdot \frac{\pi}{4}},$$

und für runde Platten mit dem Durchmesser D:

$$\frac{D^2 \cdot \pi}{4} \cdot k = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \quad \text{oder} \quad D = d_z \cdot \sqrt{\frac{k_z}{k}}.$$

Für Ziegelmauerwerk mit einem Mittelwert $k = 8$ kg/qcm ergibt sich bei $k_z = 1000$ kg/qcm die Seitenlänge einer quadratischen Ankerplatte

$$a_{\text{cm}} = d_z \sqrt{\frac{1000}{8} \cdot \frac{\pi}{4}} = \text{rund } 10 d_z,$$

der Durchmesser einer kreisrunden Ankerplatte

$$D = d_z \sqrt{\frac{1000}{8}} = \text{rund } 11 d_z.$$

Für Quadermauerwerk mit einem Mittelwert von $k = 20$ kg/qcm wird die Seitenlänge einer quadratischen Ankerplatte

$$a = d_z \sqrt{\frac{1000}{20} \cdot \frac{\pi}{4}} = \text{rund } 6 d_z$$

und der Durchmesser einer kreisrunden Ankerplatte

$$D = d_z \sqrt{\frac{1000}{20}} = \text{rund } 7 d_z.$$

Als Stärke der Ankerplatte in der Mitte wähle man bei kreisrunder Platte $\delta = 1{,}4 d_z$, bei quadratischer $\delta = 1{,}5 d_z$. Diese Stärken der Ankerplatten werden genau so berechnet wie die der Auflagerplatten von Trägern, die später behandelt werden; die obigen Werte δ ergeben sich, wenn man in diese Berechnung wieder die Beziehungen für gleiche Festigkeit der Ankerplatten und des Ankerbolzens einführt. Die Plattenstärke in der Mitte kann nach dem Rande zu allmählich bis auf $0{,}5 d_z$ abnehmen, jedoch wählt man die Randstärke zweckmäßig nie kleiner als 2 cm.

Die Befestigung der Ankerplatten an den Bolzen kann auf verschiedene Weise geschehen. Wird die Ankerplatte unzugänglich eingemauert, so daß der Bolzen

Abb. 109 u. 110. Verbindung der Ankerplatte mit dem Bolzen durch Drehung des Bolzens um 90°.

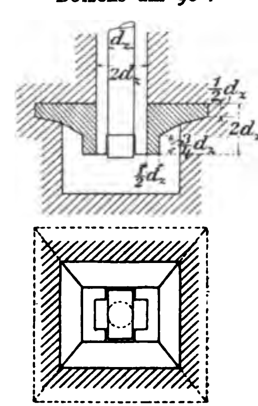


Abb. 111 u. 112. Verbindung der Platte mit dem Bolzen durch einen Splint.

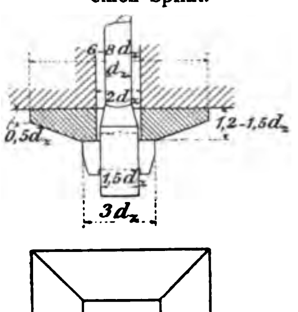


Abb. 113 u. 114. Verbindung der Platte mit dem Bolzen durch eine Schraubenmutter.

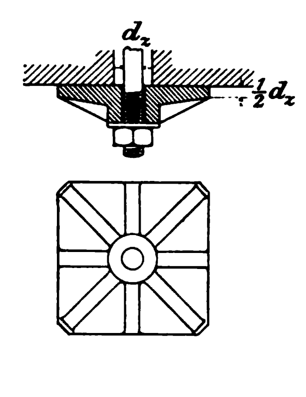
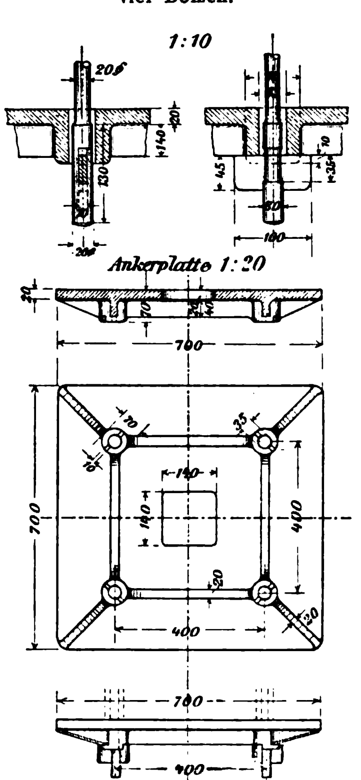


Abb. 115 bis 119. Verankerung durch vier Bolzen.



von oben nachträglich durchgesteckt werden muß, dann kann die in Abb. 109 u. 110 dargestellte Anordnung Anwendung finden; hierbei wird das Anliegen des Bolzens durch eine Drehung um 90° nach dem Durchstecken erzielt.

Ist die Ankerplatte nachträglich zugänglich, so kann die Verbindung der Platte mit dem Bolzen durch einen Splint (Abb. 111 u. 112) oder durch eine Schraubenmutter bewirkt werden (Abb. 113 u. 114).

Bei der in Abb. 115 bis 119 dargestellten Verankerung greifen vier Bolzen an der Platte an; die Befestigung der Bolzen ist hier ebenfalls durch Splinte vorgenommen.

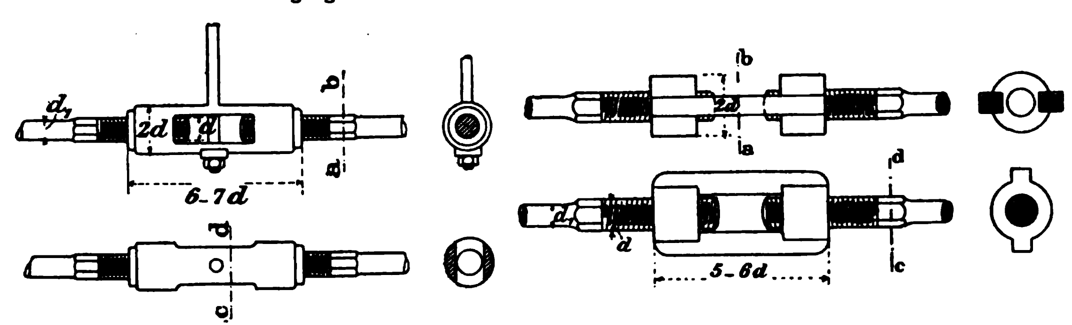
Die Lage der Ankerplatte im Mauerwerk ist so zu wählen, daß die durch sie gefaßte Mauerwerksmasse die größtmöglichste Ankerkraft sicher aufnehmen kann. Soll z. B. eine lotrecht nach oben wirkende Kraft, wie bei einer negativen Auflagerreaktion, verankert werden, so muß die Ankerplatte soviel Mauerwerk über sich packen, daß dessen Gewicht mindestens so groß ist als die Ankerkraft. Zweckmäßig wählt man jedoch ein 1,5 mal so großes Gewicht, um auch unvorhergesehenen Fällen Rechnung zu tragen. Bei großen Kräften wird man hierbei oft vorteilhaft einen Ankerrost aus Trägern an Stelle einer Ankerplatte verwenden (s. Abb. 154 u. 155, S. 341).

Sollen Ankerbolzen, Zugstangen usw., die an ihren Enden nicht regulierbar angeschlossen sind, nachträglich angezogen oder gelockert werden, so bedient man sich der Spannschlösser. Dies sind in Zugstangen usw. eingefügte Schraubenverbindungen, welche ein Anziehen oder Nachlassen je nach der Drehungsrichtung der Schraubenmutter, der Muffe, gestatten. Diese Muffe wird auf die beiden Zugstangenenden aufgeschraubt; das eine Stangenende

trägt ein Rechtsgewinde, das andere ein Linksgewinde; entsprechend ist natürlich auch die Muffe mit einem Rechts- und Linksgewinde versehen. Die Muffe kann verschiedene Ausbildungen erhalten, sie kann rund, sechseckig oder achteckig und geschlossen oder offen gehalten werden. Ihr Durchmesser wird gewöhnlich gleich 2 d gewählt, ihre Länge gleich 6 d bis 7 d, wobei d = äußerer Gewindedurchmesser.

Die offene Muffe (Abb. 120 bis 127) hat gegenüber der geschlossenen den Vorteil, daß man die eingedrehte Länge des Gewindes leicht erkennen kann. Der Durchmesser

Abb. 120 bis 123. Zugstange mit offener Muffe und Aufhängung. Abb. 124 bis 127. Zugstange mit offener Muffe.



des Gewindekerns wird gewöhnlich gleich demjenigen der Zugstange gemacht, um den Querschnitt der Zugstange möglichst auszunutzen. Bei runder Zugstange ist es empfehlenswert, seitlich vom Gewinde ein quadratisches oder sechseckiges Stück (Abb. 120 bis 127) auszuarbeiten, damit beim Drehen der Muffe ein gutes Gegenhalten gegen ein Verdrehen der Stange möglich ist. Um bei großen Spannweiten der Zugstange ein Durchhängen zu vermeiden wird die Muffe meist zum Aufhängen eingerichtet.

Abb. 128 u. 129. Geschlossene Muffe.

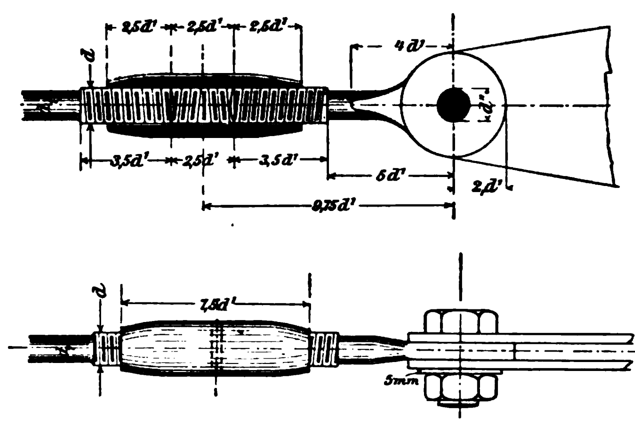
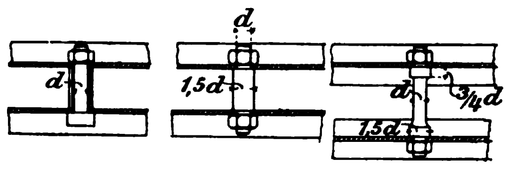


Abb. 120 bis 123 zeigen eine offene runde Muffe mit Aufhänge-Vorrichtung und Abb. 124 bis 127 eine besondere Ausbildung einer offenen Muffe.

Abb. 128 u. 129 stellen eine runde geschlossene Muffe dar, die nicht in der Mitte, sondern nahe am Ende der Zugstange eingefügt ist.

d) *Die Stehbolzenschrauben* werden verwendet, wenn zwei Konstruktionsteile in bestimmtem Abstande voneinander gehalten werden sollen. Als Distanzstück kann entweder ein um den Schraubenbolzen gestecktes Stück Gasrohr Verwendung finden (Abb. 130), oder der Bolzen kann gleichzeitig als solches dienen, indem er entsprechend ausgebildet wird. So ist z. B. bei der in Abb. 131 dargestellten Anordnung das Schraubengewinde auf eine genaue Länge

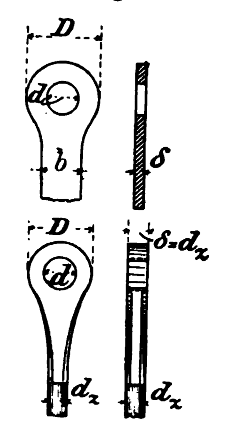
Abb. 130 bis 132. Stehbolzenschrauben.



stark eingeschnitten, während in Abb. 132 eine entsprechende Verstärkung des Bolzens vorgenommen wurde, so daß der Bolzen in beiden Fällen zwei Anlageflächen in bestimmtem Abstand aufweist. Bei der Anordnung in Abb. 130 ist nur eine Schraubenmutter erforderlich, während bei den beiden anderen an jedem Ende des Bolzens eine Schraubenmutter aufgedreht werden muß.

e) *Die Gelenkbolzen*-Verbindungen spielten früher bei den Fachwerks-Konstruktionen eine bedeutende Rolle; doch ist man heute von der allgemeinen Verwendung der Gelenkbolzen zur Fachwerksbildung aus verschiedenen Gründen (vgl. § 18, 2) abgekommen. Bei den Hochbaukonstruktionen dienen Gelenkbolzen hauptsächlich dazu, Zugstangen aus Flach- oder Rundeisen an Knotenbleche usw. anzuschließen oder miteinander gelenkartig zu verbinden. Ein solcher Anschluß von Rund- oder Flacheisen geschieht meist mittels eines angeschweißten Auges, das entweder kreisförmig oder elliptisch ausgebildet wird.

Abb. 133 bis 136. Ausbildung des Bolzen-Auges.



Für die Abmessungen der verschiedenen Konstruktionsteile ist maßgebend, daß an allen Stellen die erforderliche Stärke vorhanden ist und zwar wird man bei der Berechnung der verschiedenen Abmessungen möglichst gleiche Festigkeit zu erzielen suchen.

Die Stärke des Bolzen-Auges wird gewöhnlich gleich dem 1,1 fachen der Stabstärke gewählt, doch wird auch öfters der einfacheren Ausbildung halber eine geringere Stärke vorgezogen. Wählt man die Stärke des Auges gleich der Dicke der Zugstange, so ergeben sich für den äußeren Durchmesser D des Auges (Abb. 133 bis 136) folgende Werte:

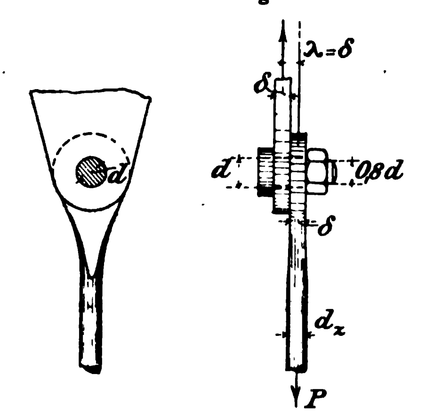
Bei Flacheisen mit der Breite b:

$$(D - d) \cdot \delta = b \cdot \delta, \text{ d. h. } D = b + d;$$

bei Rundeisen mit dem Durchmesser d_z,

$$(D - d) \cdot \delta = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}, \text{ oder bei } \delta = d_z,\ D - d = \frac{d_z \cdot \pi}{4}, \text{ oder } D = d + 0{,}8 \cdot d_z.$$

Abb. 137 u. 138. Einschnittige Bolzenverbindung.



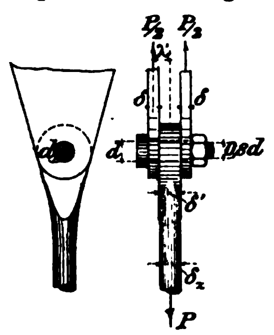
Mit Rücksicht auf die gleichzeitig auftretenden Biegungsbeanspruchungen und eventuelle Arbeitsfehler wähle man für beide Fälle

$$D = d + 1{,}5 b \text{ bzw. } D = d + 1{,}5 d_z. \qquad (34)$$

Die Berechnung der Gelenkbolzen erfolgt wie bei den Nieten auf Abscherung und Lochleibungsdruck; man unterscheidet auch hierbei einschnittige und mehrschnittige Verbindungen, je nachdem der Bolzen in einem oder in mehreren Querschnitten auf Abscherung beansprucht wird. Die einschnittigen Bolzenverbindungen (Abb. 137 u. 138) haben den Nachteil der exzentrischen Kraftübertragung und sind deshalb nach Möglichkeit zu vermeiden. Wird der zulässige Lochwandungsdruck k_L gleich der zweifachen zulässigen Abscherungsspannung k_s angenommen, so ist, wie bei den Nietverbindungen, für den Bolzen gleiche Festigkeit auf Abscherung und Lochwandungsdruck vorhanden, wenn bei einschnittiger Verbindung $d = 2\delta$ und bei zweischnittiger Verbindung $d = \delta$ ist. Einschnittige Verbindungen, bei denen d größer als 2δ ist, sind auf

Lochleibungsdruck, solche mit d kleiner als 2δ auf Abscherung zu berechnen; **zweischnittige Verbindungen** sind zu rechnen auf Abscherung, wenn d kleiner als δ und auf Lochleibung, wenn d größer als δ ist. Hierbei ist $k_L = 1{,}5 \cdot k_s$ angenommen, und bei gutem Bolzenmaterial kann man setzen $k_s = 1000$ kg/qcm, $k_L = 1500$ kg/qcm. Will man mit den Beanspruchungen, besonders mit k_s, nicht so hoch gehen und andre Werte einführen, so berechnet sich der Bolzendurchmesser nach den Formeln:

Abb. 139 u. 140. Zweischnittige Bolzenverbindung.



Für einschnittige Bolzen (Abb. 137 u. 138):



auf Abscherung $\frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geqq P,$ (35)

auf Lochleibung $d \cdot \delta \cdot k_L \geqq P,$ (36)

für zweischnittige Bolzen (Abb. 139 u. 140):

auf Abscherung $\frac{2 d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geqq P,$ (37)

auf Lochleibung $d \cdot \delta' \cdot k_L \geqq P$ bzw. $d \cdot 2\delta \cdot k_L \geqq P.$ (38)

Wenn die Bolzenverbindung nicht genau bearbeitet ist, so tritt neben der Abscherung noch Biegung auf und zwar kann man das Biegungsmoment ungünstigstenfalls setzen:

$$\text{für einschnittige Bolzen } M = P \cdot \lambda \text{ (Abb. 138)},$$

$$\text{für zweischnittige Bolzen } M = \frac{P}{2} \cdot \lambda' \text{ (Abb. 140)}.$$

Das Widerstandsmoment des kreisrunden Bolzens ist:

$$W = \frac{J}{\frac{1}{2} d} = \frac{d^4 \cdot \pi \cdot 2}{64 \cdot d} = \frac{d^3 \cdot \pi}{32},$$

also die Biegungsspannung: $\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot 32}{d^3 \cdot \pi}.$

Die Schubspannung des in der Nähe befindlichen Abscherungs-Querschnitts ist:

$$\text{Bei einschnittiger Verbindung } \tau = \frac{P}{\frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{4P}{d^2 \cdot \pi}.$$

$$\text{Bei zweischnittiger Verbindung } \tau = \frac{2P}{d^2 \cdot \pi}.$$

Nimmt man diese Spannungen σ_b und τ zugunsten der Sicherheit in ein und demselben Querschnitt als gleichzeitig auftretend an, so ergibt sich als resultierende Beanspruchung:

$$\sigma_{\max} = \tfrac{3}{8} \sigma_b + \tfrac{5}{8} \cdot \sqrt{\sigma_b^2 + 4\tau^2}. \qquad (39)$$

Wenn mit diesem ungünstigsten Werte gerechnet wird, so kann bei gutem Flußeisen $\sigma_{\max} = 1300$ bis 1350 kg/cm² gewählt werden; bei Stahl könnte noch höher, bis zu 1600 kg/cm² gegangen werden.

Die **Stärke des Gelenkbolzens** kann auch in bezug auf den Querschnitt der Zugstange berechnet werden, wenn deren Abmessung nach der aufzunehmenden Kraft dimensioniert wurde. Ist z. B. für die Zugstange ein Rundeisen mit dem Durchmesser d_z erforderlich, so berechnet sich das Verhältnis des Bolzendurchmessers zu demjenigen der Zugstange wie folgt:

a) Auf Abscherung.

1. Bei einschnittiger Verbindung (Abb. 137 u. 138)

$$\frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \qquad (40)$$

worin k_s = zulässige Schubspannung des Bolzens,
und k_z = zulässige Zugspannung der Zugstange

für $k_s = k_z$ wird: $d^2 = d_z^2$ und $d = d_z$;

» $k_s = 0{,}8\,k_z$ wird: $0{,}8\,d^2 = d_z^2$ und $d = \frac{d_z}{\sqrt{0{,}8}}$, oder $d = \frac{d_z}{0{,}9} = 1{,}1\,d_z$.

2. Bei zweischnittiger Verbindung (Abb. 139 u. 140)

$$2\cdot\frac{d^2\cdot\pi}{4}\cdot k_s = \frac{d_z^2\cdot\pi}{4}\cdot k_z, \qquad (41$$

für $k_s = k_z$ ist $2\,d^2 = d_z^2$ und $d = d_z\cdot\sqrt{\tfrac{1}{2}} = 0{,}72\,d_z$,

für $k_s = 0{,}8\,k_z$ ist $\frac{2\,d^2\cdot\pi}{4}\cdot 0{,}8\,k_z = d_z^2\cdot\frac{\pi}{4}$ und $d = 0{,}8\,d_z$.

b) Auf Lochleibung.

$$d\cdot\delta\cdot k_L = \frac{d_z^2\cdot\pi}{4}\cdot k_z, \qquad (41^a)$$

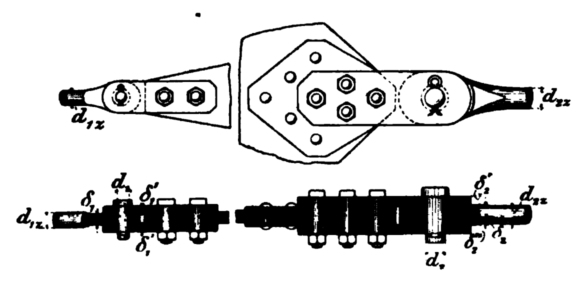
für $k_L = 1{,}5\,k_z$ ist $d\cdot\delta\cdot 1{,}5 = \frac{d_z^2\cdot\pi}{4}$, oder $d\cdot\delta = \frac{d_z^2\cdot\pi}{6}$ und $d = \frac{d_z^2\cdot\pi}{6\cdot\delta}$.

Wenn $\delta = 1{,}1\,d_z$ ist, dann wird $d = \frac{d_z^2\cdot\pi}{6\cdot 1{,}1\,d_z} = 0{,}475\,d_z =$ rd. $0{,}5\,d_z$.

Da mit Rücksicht auf Abscherung ein größerer Durchmesser nötig ist, so wird bei $\delta = 1{,}1\,d_z$ der zulässige Lochleibungsdruck nicht voll ausgenutzt. Um bei einer zweischnittigen Verbindung volle Ausnutzung des Lochleibungsdrucks zu erhalten, müßte bei $k_s = 1{,}5\,k_L$ mit Rücksicht auf gleiche Festigkeit in bezug auf Abscherung und Lochleibungsdruck $\delta = d$ werden; die Formel $d\cdot\delta = \frac{d_z^2\cdot\pi}{6}$ würde dann übergehen in $d^2 = \frac{d_z^2\cdot\pi}{6}$, und es ergäbe sich $d = \delta = d_z\cdot\sqrt{\frac{\pi}{6}} = 0{,}72\cdot d_z$, d. h. derselbe Wert wie unter a) 2. für den Fall $k_s = k_z$. Doch ist es empfehlenswert, die etwas größere Blechstärke $\delta = 1{,}1\,d_z$ zu wählen, d. h. einen geringeren Lochwandungsdruck zuzulassen, da man bei den Bolzen nicht mit Sicherheit auf ein volles Anliegen an den Lochwandungen rechnen kann.

Soll ein Rundeisen mit dem Durchmesser d_z mittels eines ausgeschmiedeten Bolzenauges an ein einfaches Knotenblech angeschlossen werden, so geschieht dies am besten durch eine zweischnittige Bolzenverbindung, indem man den Anschluß durch zwei seitliche aufgelegte Laschen erzielt. So stellen z. B. die Abb. 141 bis 144 entsprechende Anschlüsse zweier Zugstangen aus Rundeisen an ein Knotenblech dar. Hierbei ist das Knotenblech aus drei aufeinanderliegenden Blechen gebildet; der Anschluß erfolgte in jedem Falle durch Ausbildung eines Auges an den Enden der Zugstangen und mittels zweier seitlich aufgelegter Laschen. Bei der Anordnung der Abb. 141 u. 142 wurde die Stärke des Auges etwas geringer als der Durchmesser des Rundeisens und zwar gleich der Stärke des dreifachen Knotenblechs ausgebildet, während bei der Anordnung der Abb. 143 u. 144 die Stärke des Bolzenauges etwas größer als der Durchmesser der Zugstange gewählt und das Knotenblech durch Auflegen zweier Verstärkungsbleche auf die Stärke des Auges gebracht wurde, um keinen zu großen Lochwandungsdruck zu

Abb. 141 bis 144. Anschluß von Zugstangen aus Rundeisen an Knotenbleche.



erhalten. Der Anschluß der Rundeisen erfolgte zunächst durch je einen Bolzen mit Splint an die betreffenden Laschen, und diese wurden mit der nötigen Anzahl von Schraubenbolzen an die Knotenbleche angeschlossen. Die Gesamtstärke je zweier zusammengehöriger Laschen wurde zwecks Erzielung gleicher Festigkeit gleich der zugehörigen Augenstärke gemacht.

Abb. 145 u. 146 zeigen den Anschluß einer Rundeisenstange mit Spannschloß an ein doppeltes Knotenblech. Die durch Abb. 147 u. 148 dargestellte Verbindung zweier

Abb. 145 u. 146. Anschluß einer Rundeisenstange an ein doppeltes Knotenblech.

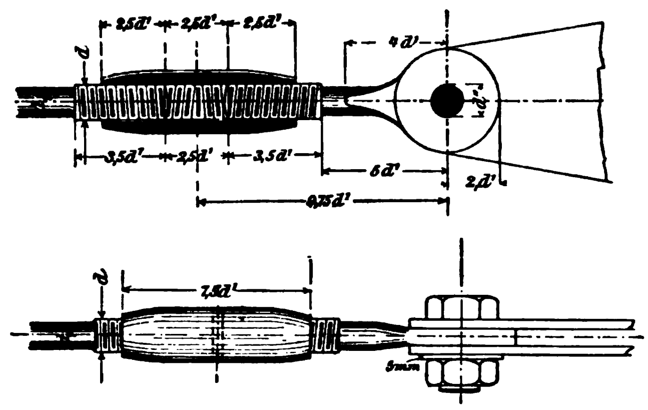
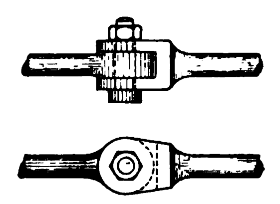


Abb. 147 u. 148. Verbindung zweier Rundeisenstangen.



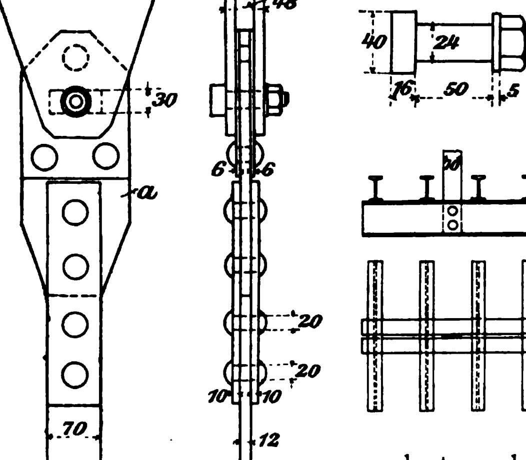
Rundeisenstangen durch gabelförmige Ausbildung des einen Rundeisenendes ist nicht zu empfehlen, da die Ausbildung der Gabel schwierig ist, und deshalb die Verbindung zu teuer bzw. bei weniger sorgfältiger Arbeit nicht sicher genug ist.

Bestehen die Zugstangen aus Flacheisen, so wird die Konstruktion ähnlich ausgeführt wie bei Rundeisenstangen. Bei Berechnung des Bolzens mit Rücksicht auf den Querschnitt der Zugstange ist natürlich wieder nur deren Nutzquerschnitt einzuführen. Bezeichnet man diesen mit f_{netto}, so gelten für eine zweischnittige Verbindung folgende Gleichungen:

$$\text{auf Abscherung:} \quad \frac{2 \cdot d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = f_{\text{netto}} \cdot k_z, \tag{42}$$

$$\text{auf Lochleibung:} \quad d \cdot \delta \cdot k_L = f_{\text{netto}} \cdot k_z. \tag{43}$$

Abb. 149 bis 155. Beispiel einer Verankerung des beweglichen Auflagers eines Dachbinders.



Wenn die Stärke des Auges gleich der Stärke der Zugstange und die Nutzbreite der Zugstange gleich b_{netto} ist, so wird

$$d \cdot k_L = b_{\text{netto}} \cdot k_z,$$

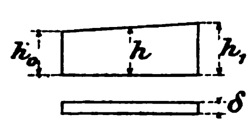
und bei $k_L = 1{,}5 \cdot k_z : 1{,}5 d = b_{\text{netto}}$, oder $d = \frac{b_{\text{netto}}}{1{,}5} = \frac{2}{3} b$. Bei $k_s = k_z$ gilt dieser Wert auch mit Rücksicht auf Abscherung.

Abb. 149 u. 155 zeigen eine Anordnung, durch die ein bewegliches Auflager eines Dachbinders senkrecht verankert werden soll. Ein nach einem in entsprechender

Tiefe liegenden Ankerrost führendes Flacheisen ist mittels zweier Flacheisenlaschen an das breitere Bolzenblech *a* angeschlossen, das durch einen Schraubenbolzen mit dem doppelten Knotenblech in Verbindung steht. Da die Verankerung eine Bewegung des Auflagers nicht verhindern soll und das Flacheisen durch seine Einmauerung eine solche Bewegung nicht mitmachen kann, so ist die Bolzenöffnung in dem Blech *a* in der Verschiebungsrichtung länglich hergestellt. Um nun die nötige Anlagefläche in der Lochwandung dieses länglichen Loches zu erzielen, hat der Bolzen quadratischen Querschnitt erhalten (Abb. 152). Der quadratische Teil des Bolzens ist so lang, daß beim festen Anziehen der Schraube zwischen den durch den Bolzen verbundenen Blechen ein Spielraum für die Bewegung vorhanden bleibt.

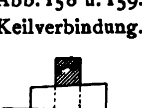
2. Die Keilverbindungen. Der Keil ist ein aus Flußeisen oder Stahl hergestellter Körper mit rechteckigem Querschnitt und trapezförmiger Längsansicht. Diese trapezförmige Gestalt (Abb. 156) ist bedingt durch den Anzug des Keils, der durch das Maß $\frac{h_1 - h_0}{l}$ ausgedrückt und bei den Befestigungskeilen gewöhnlich $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{25}$ gewählt wird. Ein größerer Keilanzug ist nur zulässig, wenn gegen ein selbsttätiges Lösen der Keilverbindung Vorkehrungen getroffen werden. (l = Länge des Keils.)

Abb. 156 u. 157. Keil.



Das Keilloch in den zu verbindenden Teilen erhält eine etwas größere Höhe als der Keil selbst, damit zum Anziehen an den unbelasteten Stellen der Anlageflächen ein gewisser Spielraum vorhanden ist (Abb. 158 u. 159).

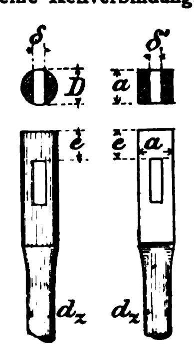
Abb. 158 u. 159. Keilverbindung.



Die Form des Keils wird in der Kraftrichtung hochkantig gewählt, damit das Keilloch, zwecks geringer Schwächung der zu verbindenden Teile möglichst schmal wird und doch der nötige Abscherungsquerschnitt für den Keil vorhanden ist.

Die Abmessungen der Keilverbindung sind so zu treffen, daß in bezug auf Abscherung des Keils und auf Lochwandungsdruck an den belasteten Flächen genügende Sicherheit vorhanden ist. Die zusätzliche Beanspruchung des Keils auf Biegung ist hierbei von geringerem Einfluß als bei den Bolzenverbindungen, da der Keil durch seine größere Höhe in der Kraftrichtung ein verhältnismäßig größeres Widerstandsmoment gegen Biegung besitzt. Ferner müssen die durch das Keilloch geschwächten Querschnitte der zu verbindenden Teile stark genug sein.

Abb. 160 bis 163. Anschlußenden von Rundeisenstangen für eine Keilverbindung.



Soll eine Rundeisenstange durch eine Keilverbindung angeschlossen werden, so wird die Stange in der Regel an dem betreffenden Ende durch Aufstauchen so verstärkt, daß der durch das Keilloch geschwächte Querschnitt mindestens gleich dem Nutzquerschnitt der Rundeisenstange ist. Der Querschnitt des verstärkten Endes kann hierbei quadratisch (Abb. 162) oder kreisrund (Abb. 160) ausgebildet werden. Bei rundem Stangenende mit dem Durchmesser D wählt man gewöhnlich die Keilstärke $\delta = 0{,}3\,D$; ist der Durchmesser der Zugstange $= d_z$ (Abb. 161 u. 163), so ergibt sich:

$$\frac{D^2 \cdot \pi}{4} - \delta \cdot D = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}, \text{ oder da } \delta = 0{,}3\,D,$$

$$\frac{D^2 \cdot \pi}{4} - 0{,}3\,D^2 = d_z^2 \cdot \frac{\pi}{4}, \text{ woraus sich ergibt } D = 1{,}29\,d_z.$$

Da mit Rücksicht auf den Spielraum für den Keil das Keilloch etwas breiter als δ sein muß und eventuelle Schäden im gestauchten Eisen nicht ausgeschlossen sind, wähle man $D = 1\frac{1}{3}\,d_z$ bis $1{,}4\,d_z$.

Bei quadratisch ausgebildetem Stangenende des Rundeisens wird die Keilstärke in der Regel $\delta' = \frac{1}{3}$ der Quadratseite genommen. Nach Abb. 162 muß also sein:

$$\frac{2}{3}a^2 = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}, \text{ oder } a = d_z \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot 3}{4 \cdot 2}} = 1{,}18\, d_z.$$

Zweckmäßig wird gewählt $a = 1\frac{1}{4} \cdot d_z$ bis $1{,}3 \cdot d_z$.

Soll die Keilstärke durch d_z ausgedrückt werden, so ergibt sich:

Bei rundem Stangenende:

$$\delta = 0{,}3 \cdot D = 0{,}3 \cdot \frac{4}{3} \cdot d_z = 0{,}4 d_z\,;$$

bei quadratischem Stangenende:

$$\delta' = \frac{1}{3} \cdot a = \frac{1}{3} \cdot \frac{5}{4} \cdot d_z = 0{,}41 \cdot d_z.$$

Bei den obigen Abmessungen von δ, D und a darf natürlich der Lochwandungsdruck in den Anlageflächen des Keiles nicht zu groß werden. Die Anlageflächen des Keils an der Stange sind hierbei $\delta \cdot D$, bzw. $\delta' \cdot a$; unter Einführung der Werte $\delta = 0{,}3\, D$, $D = 1\frac{1}{3}\, d_z$, $\delta' = \frac{1}{3}\, a$ und $a = 1\frac{1}{4}\, d_z$ werden diese Anlageflächen

$$\delta \cdot D = 0{,}3 \cdot D^2 = 0{,}3 \cdot \left(\tfrac{4}{3} d_z\right)^2 = 0{,}53\, d_z^2, \text{ bzw.}$$

$$\delta' \cdot a = \frac{a^2}{3} = \frac{\left(1\frac{1}{4} d_z\right)^2}{3} = 0{,}52 \cdot d_z^2.$$

Der größte Lochwandungsdruck wird mithin

$$\sigma_L = \frac{d_z^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot k_z}{0{,}52\, d_z^2} = \frac{\pi}{4 \cdot 0{,}52} \cdot k_z = 1{,}51\, k_z\,;$$

ein solcher Lochwandungsdruck ist zulässig und es sind somit die obigen Abmessungen auch in dieser Hinsicht ausreichend.

Die mittlere Höhe h des Keils ist mit Rücksicht auf Abscherung zu berechnen:

$$2\delta \cdot h \cdot k_s = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z\,, \tag{44}$$

bei δ bzw. $\delta' = 0{,}4 \cdot d_z$ wird

$$h = \frac{d_z^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot k_z}{2 \cdot 0{,}4 d_z \cdot k_s} = \frac{d_z \cdot \pi}{3{,}2} \cdot \frac{k_z}{k_s} = \sim \frac{k_z}{k_s} \cdot d_z\,,$$

für $k_s = k_z$ ergibt sich $h = d_z$ oder $= \frac{3}{4}D$ bzw. $= \frac{5}{4}a$ und für $k_s = \frac{4}{5}k_z : h = \frac{5}{4}d_z$ oder $= \sim D$ bzw. $= \sim a$.

Die Länge e des vollen Stücks des Stangenendes hinter dem Keilloch (Abb. 161) ist mit Rücksicht auf ein Aufschlitzen dieses Stückes zu berechnen. In der Praxis wird für diese Länge gewöhnlich das Maß $e = d_z$, d. h. $\frac{3}{4}D$ bzw. $\frac{4}{5}a$ gewählt; die Berechnung würde einen geringeren Wert ergeben.

§ 15. Beispiele zu den Verbindungsmitteln.

1. Beispiele zu den Nietverbindungen. *Erstes Beispiel.* Eine Zugkraft von $P = 25$ t soll durch zwei Flacheisen aufgenommen und diese an ein Knotenblech von 1,5 cm Stärke angeschlossen werden. Die Flacheisen nehmen das Knotenblech zwischen sich, so daß die Verbindung eine zweischnittige wird. Zu berechnen sind: Querschnitt der Flacheisen und Anzahl der Anschlußniete bei einem Nietdurchmesser von $d = 1{,}8$ cm.

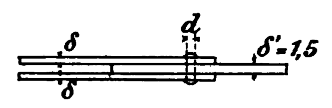
Auflösung: a) Der Nutzquerschnitt der Flacheisen ergibt sich zu $f_{\text{netto}} = \frac{P}{k_z}$ $= \frac{25\,000}{1000} = 25$ qcm, für ein Flacheisen mithin 12,5 qcm.

Die Nutzbreite der Flacheisen berechnet sich bei einer Stärke δ zu $b_{netto} = \frac{f_{netto}}{\delta}$ $= \frac{12,5}{1,2} = 10,4$ cm.

Die mit Rücksicht auf die Schwächung durch die Niete nötige Breite ist $b = b_{netto} + d$ $= 10,4 + 1,8 = 12,2$ cm. Zwei Flacheisen von 12 cm seien als ausreichend angenommen.

b) Die Berechnung der Nietanzahl ist unter Voraussetzung von $k_L = 1,5\,k_s = 1500$ kg $= 1,5$ t mit Rücksicht auf Lochleibung vorzunehmen, da $d > \delta'$ und δ' die kleinste Blechstärke bedeutet (Abb. 164). Mithin $n \cdot d \cdot \delta' \cdot k_L = P$, woraus

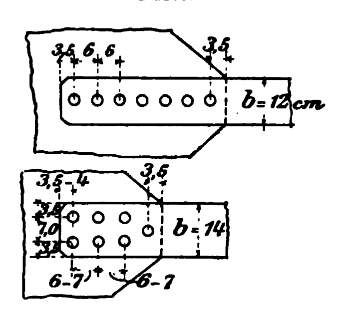
Abb. 164. Berechnung der Nietanzahl.



$$n = \frac{P}{d \cdot \delta' \cdot k_L} = \frac{25}{1,8 \cdot 1,5 \cdot 1,5} = 6\tfrac{1}{4}.$$

Gewählt werden 7 bis 8 Niete.

Abb. 165 u. 166. Anordnung der Niete.



Die Anordnung nach Abb. 165 mit 7 Nieten hintereinander ist jedoch nicht zweckmäßig, sondern es empfiehlt sich, breitere und dünnere Flacheisen mit zweireihigem Nietanschluß zu verwenden mit einem Niet in der ersten Reihe (Nietabzug nur für ein Niet).

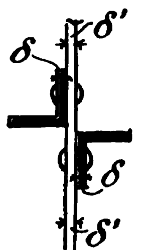
So wird z. B. für $\delta = 1,0$ cm: $b_{netto} = 12,5$ cm; und die erforderliche Breite der Flacheisen $b = 12,5 + 1,8$ $= 14,3 = \sim 14$ cm. Die Nietzahl bleibt dieselbe, da δ' sich nicht geändert hat. Die Nietverteilung kann nach Abb. 166 gewählt werden.

In diesem Beispiel wird die Abscherungsfestigkeit der Niete von 1000 kg/qcm nicht ausgenutzt, da $d > \delta'$ ist, denn wenn die Verbindung auf Abscherung und Lochleibungsdruck gleich fest sein sollte, so müßte man $d = \delta'$ und $2\delta = \delta'$ wählen, d. h. $d = 1,5$ cm, $\delta = 0,75$ cm; jedoch wäre eine solche Anordnung mit Rücksicht auf die hierzu erforderliche größere Nietzahl und größere Flacheisenbreite nicht zweckmäßig.

Die bei den gewählten Abmessungen auftretende Scherspannung der Niete ist:

$$\sigma_s = \frac{P}{n \cdot 2 \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{25000}{n \cdot 2 \cdot 2,54} = \sim \frac{25000}{7 \cdot 5,08} = 700 \text{ kg/qcm}.$$

Abb. 167. Anschluß eines Fachwerkstabes.



Zweites Beispiel. Ein Stab eines Dachbinders erhält eine maximale Zugkraft von 26 t und soll aus zwei Winkeleisen nach Abb. 167 gebildet werden.

Die Stärke des Knotenbleches ist $\delta' = 1,2$ cm, der Durchmesser der Anschlußniete $d = 2,0$ cm. Zu berechnen ist:

a) Die Profilnummer der Winkeleisen bei $k_s = 1000$ kg/qcm.

b) Der Anschluß an das Knotenblech: α) für $k_s = 800$ kg/qcm und $k_L = 1500$ kg; β) für $k_s = 1000$ kg/qcm und $k_L = 1500$ kg/qcm.

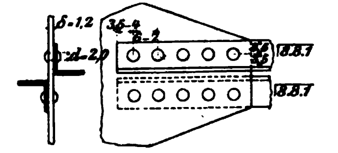
a) Berechnung der Winkeleisen:

$F_{netto} = \frac{P}{k_s} = \frac{26000}{1000} = 26$ qcm, für 1 Winkel also $f_{netto} = 13$ qcm. Bei einer Winkeleisenstärke von $\delta = 1$ cm ist die Nietschwächung für ein Eisen $d \cdot \delta = 2,0 \cdot 1,0$ $= 2$ qcm. Der Gesamtzugquerschnitt eines Winkeleisens muß also sein: $f = 13 + 2 = 15$ qcm; 2 ⌊8 · 8 · 1 mit je einem $f = 15,1$ qcm wären somit ausreichend.

b) Die Anzahl der Anschlußniete ergibt sich: α) in bezug auf Abscherung bei $k_s = 800$ kg/qcm zu $n = \frac{P}{\frac{d^2 \cdot \pi k_s}{4}} = \frac{26000}{\frac{2^2 \pi \cdot 800}{4}} = 10{,}4$ und in bezug auf Lochleibungsdruck ($k_L = 1500$ kg/qcm) $n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L} = \frac{26000}{2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1500} = 8{,}7$. Es sind also insgesamt 10 bis 12 Niete zu wählen; jedes Winkeleisen ist daher mit 5 bis 6 Nieten anzuschließen.

β) Da bei der hier vorliegenden einschnittigen Nietverbindung $d = 2\delta$ ist, so ist es bei $k_L = 1{,}5 k_s$ gleichgültig, ob die Nietzahl auf Abscherung oder auf Lochleibungsdruck berechnet wird: Die Berechnung auf Lochleibung ergibt $n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L} = \frac{26}{2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1500} = 8{,}7$. Werden 10 Niete gewählt, für jedes Winkeleisen also 5, so gestaltet sich der Anschluß nach Abb. 168 u. 169.

Abb. 168 u. 169. Anschluß der der beiden Winkeleisen.



2. Beispiele zu den Schraubenverbindungen. *Erstes Beispiel.* Ein Schraubenbolzen hat eine angehängte Last von 7,2 t zu tragen. Die Schraube ist zu berechnen:

a) für den Fall, daß sie unbelastet angezogen wird,

b) für den Fall, daß sie belastet angezogen wird.

a) Der Kerndurchmesser des Schraubengewindes ergibt sich nach Gleichung 30 zu $d_1 = 1{,}13 \sqrt{\frac{P}{k_z}}$; bei $k_z = 800$ kg/qcm wird $d_1 = 1{,}13 \sqrt{\frac{7200}{800}} = 1{,}13 \sqrt{9} = 1{,}13 \cdot 3 = 3{,}39$ cm. Nach der Tabelle I auf S. 331 wird eine WITWORTH-Schraube $1\frac{5}{8}''$ mit einem Kerndurchmesser $d_1 = 34{,}77$ mm gewählt, für die der äußere Gewindedurchmesser $d = 1\frac{5}{8}'' = 41{,}27$ mm ist.

b) Wird die Schraube angezogen, während sie die Last zu tragen hat, so ist nach S. 333 unter sonst gleichen Verhältnissen mit einer nur $\frac{3}{4}$mal so großen zulässigen Beanspruchung zu rechnen, also mit $k_z = 800 \cdot \frac{3}{4} = 600$ kg/qcm. Es wird somit

$$d_1 = 1{,}13 \sqrt{\frac{7200}{600}} = 1{,}13 \sqrt{12} = 1{,}13 \cdot 3{,}46 = 3{,}91 \text{ cm.}$$

Gewählt wird nach der Skala eine Schraube $1\frac{7}{8}''$ mit einem Kerndurchmesser $d_1 = 4{,}04$ cm und einem äußeren Gewindedurchmesser $d = 4{,}76$ cm $= 1\frac{7}{8}''$.

Zweites Beispiel. Eine Ankerkraft von 12 t ist durch eine Zugstange aus Rundeisen von einem 1,5 cm starken Knotenblech in eine Ankerplatte überzuführen. Der Anschluß der Zugstange an das Knotenblech soll durch eine Gelenkbolzenverbindung bewirkt und ein nachträgliches Anspannen des Ankers mittels eines Spannschlosses möglich gemacht werden. Die Berechnung der ganzen Verankerung ist vorzunehmen.

Berechnung des Rundeisendurchmessers d_z. Nach Gleichung 30 ergibt sich der Kerndurchmesser d_1 des Spannschloßgewindes zu: $d_1 = 1{,}13 \sqrt{\frac{P}{k_z}}$; bei $k_z = 800$ kg/qcm und $P = 12000$ kg, wird $d_1 = 1{,}13 \sqrt{\frac{12000}{800}} = 1{,}13 \sqrt{15} = 1{,}13 \cdot 3{,}87 = 4{,}37$ cm.

Nach der WITWORTH-Skala entspricht diesem Kerndurchmesser eine Schraube 2″ mit einem Kerndurchmesser $d_1 = 4{,}36$ cm und einem äußeren Gewindedurchmesser $d = 2'' = 5{,}08$ cm.

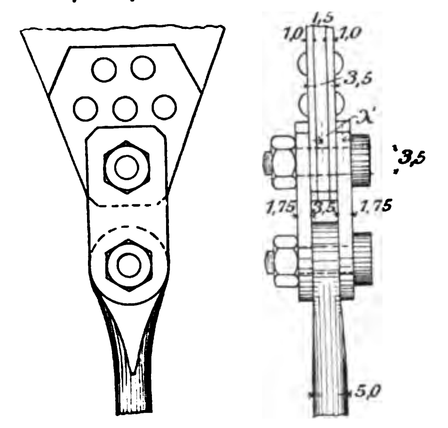
In diesem Beispiel soll das Gewinde des Spannschlosses an die Rundeisenstange angeschnitten werden, um eine weitere Ausarbeitung der Stangenenden (Verstärkung durch Aufstauchen) zu vermeiden. Es ist deshalb der Durchmesser des Rundeisens mindestens

gleich dem äußeren Gewindedurchmesser der Spannschloßschraube zu wählen, also $d_z = d =$ rund 5,00 cm.

Die Muffe des Spannschlosses kann nach einer der in den Abb. 120 bis 129 dargestellten Art ausgebildet werden. Der Durchmesser der Muffe kann gleich $D = 2d_z = 10$ cm, und die Länge $l = 7\,d_z$ bis $8\,d_z = 35 - 40$ cm genommen werden.

Der Anschluß an das Knotenblech soll durch eine zweischnittige Gelenkbolzenverbindung mittels zweier seitlich aufgelegter Laschen und zweier Gelenkbolzen bewirkt werden (Abb. 170 u. 171). Der Durchmesser d_b des Gelenkbolzens wird für $k = 0{,}8\,k_z$ nach S. 340 gleich dem 0,8fachen des Nutzquerschnitts der Zugstange, also $d_b = 0{,}8 \cdot 4{,}36 = 3{,}49 =$ rund 3,5 cm.

Abb. 170 u. 171. Anschluß an das Knotenblech.



Um einen Lochleibungsdruck $k_L = 1{,}5\,k_s$ zu erhalten, was hier $k_L = 1{,}5 \cdot 0{,}8\,k_z = 1{,}2\,k_z = 1200$ kg/qcm wäre, muß die Stärke des Auges sowie die Gesamtstärke der Laschen und des Knotenbleches ebenfalls 3,5 cm ($\delta = d$) sein; jede Lasche erhält also eine Stärke von $\frac{3{,}5}{2} = 1{,}75$ cm und das Knotenblech wird durch 2 aufgenietete Bleche von je 1 cm Dicke auf 3,5 cm verstärkt.

Mit Berücksichtigung der Biegungsspannungen im Bolzen (vgl. S. 339), tritt bei obiger Anordnung in den ungünstigsten Bolzenquerschnitten folgende resultierende Beanspruchung auf:

$$\sigma_{\max} = \tfrac{3}{8}\,\sigma_b + \tfrac{5}{8}\sqrt{\sigma_b^2 + 4\,\tau^2}; \text{ worin } \sigma_b = \frac{32\,M}{d^3 \cdot \pi};$$

oder da $M = \frac{P}{2} \cdot \lambda' = 6000 \cdot 2{,}5 = 15000$ kgcm $\left(\lambda' = \frac{3{,}5 + 1{,}75}{2} = \frac{5{,}25}{2} = \text{rund } 2{,}5 \text{ cm}\right)$,

$$\sigma_b = \frac{32 \cdot 15000}{3{,}5^3 \cdot \pi} = \frac{32 \cdot 15000}{134} = 358 \text{ rund } 360 \text{ kg/qcm};$$

da ferner $\tau = 800$ kg/qcm ($= k_s$ oben) ist, so ergibt sich

$$\sigma_{\max} = \tfrac{3}{8} \cdot 360 + \tfrac{5}{8}\sqrt{360^2 + 4 \cdot 800^2} = 135 + \tfrac{5}{8}\sqrt{129600 + 2560000} = 135 + \tfrac{5}{8}\sqrt{2689600}$$
$$= 135 + \tfrac{5}{8} \cdot 1640 = 135 + 1025 = 1160 \text{ kg/qcm}.$$

Diese Beanspruchung ist bei obiger ungünstiger Annahme zulässig.

Als Abmessungen der Ankerplatte ergeben sich bei einer zulässigen Druckbeanspruchung des Mauerwerks von 8 kg/qcm: für eine quadratische Ankerplatte eine Seitenlänge $a = 10\ d_{z\,\text{netto}} = 10 \cdot 4{,}36 = 43{,}6$ rund 45 cm; für eine runde Ankerplatte ein Durchmesser von $D = 11\ d_{z\,\text{netto}} = 11 \cdot 4{,}36 =$ rund 50 cm (s. S. 335).

B. Verlängerung (Stöße), Eck- und Anschlußverbindungen, sowie Kreuzungen von Konstruktionsteilen.

§ 16. Verlängerung (Stöße) von Konstruktionsteilen.

1. Verlängerung von Rundeisen und Flacheisen. Die Verlängerungen müssen immer so vorgenommen werden, daß sie keine schwachen Stellen bedeuten, sondern daß überall mindestens die gleiche Festigkeit vorhanden ist, wie bei den verlängerten Teilen selbst. Ferner ist darauf zu achten, daß die Achsen der verbundenen Teile in eine Richtung fallen, damit keine exzentrische Übertragung stattfindet.

Die Verlängerung von Rundeisen kann durch Verschraubungen, Spannschlösser, Gelenkbolzen und Keilverbindungen geschehen, wie diese in § 14 bereits besprochen worden sind. Die Verschraubungen ergeben in der Regel eine starre Verbindung. Abb. 172 u. 173 zeigen eine solche Rundeisenverlängerung mittels Schraubenbolzen; hierbei sind die Rundeisen an den Enden aufgestaucht, flach ausgeschmiedet und so verschraubt, daß die Achsen der beiden verbundenen Rundeisen in eine Richtung fallen. Gelenkige Verlängerungen von Rundeisen kann man leicht mit Hilfe von Gelenkbolzen-Verbindungen erzielen, die nach § 14, 1,e zu konstruieren und zu berechnen sind.

Abb. 172 u. 173. Verlängerung von Rundeisen mittels Schraubenbolzen.

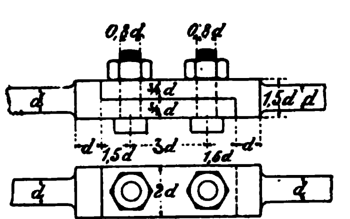
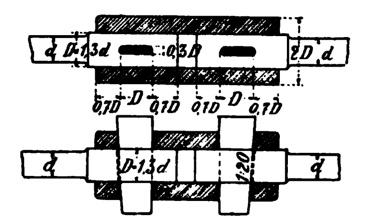


Abb. 174 u. 175. Verlängerung von Rundeisen mittels Keilverbindung.



Regulierbare Verlängerungen, d. h. solche, die ein nachträgliches Anziehen oder Nachlassen ermöglichen, können unter Verwendung von Spannschlössern oder Keilverbindungen hergestellt werden. Betreffs deren Konstruktion und Berechnung wird auf § 14, 1,c u. § 14,2 verwiesen. Abb. 174 u. 175 zeigen eine Verlängerung mittels Keilverbindung; die aufgestauchten Stangenenden stecken in einer Muffe und sind durch zwei Keile befestigt. Durch Anziehen dieser letzteren ist ein nachträgliches Anspannen in gewissen Grenzen möglich.

Die Verlängerung von Flacheisen erfolgt meist durch seitlich aufgenietete, manchmal auch aufgeschraubte Laschen. Der Nutzquerschnitt der Laschen muß mindestens gleich dem Nutzquerschnitt der Flacheisen sein. Die Anzahl der Niete oder Schrauben ist von den wirkenden Kräften abhängig. Zwecks Berechnung und Konstruktion der Verbindung kann auf die betreffenden früheren Ausführungen in § 13,3 und § 14,1 verwiesen werden. Hierbei sind wieder einschnittige und zweischnittige Laschenverbindungen zu unterscheiden; die letztern sind mit Rücksicht auf die bessere Kraftübertragung stets vorzuziehen.

2. Verlängerungen (Stöße) von Profileisen und Eisenteilen zusammengesetzten Querschnitts. Bei der Stoßausbildung solcher Eisenteile ist darauf zu achten, ob die gestoßenen Querschnitte auf Zug bzw. Druck oder auf Biegung beansprucht werden. Bei dem Stoß eines auf Zug oder Druck beanspruchten Stabes muß der Querschnitt der stoßenden Teile mindestens gleich dem Nutzquerschnitt des gestoßenen Stabes sein; während bei Biegung an der Stoßstelle die nötige Biegungsfestigkeit vorhanden sein muß, d. h. das Widerstandsmoment des Stoßquerschnitts darf nicht geringer sein als das des gestoßenen Stabes.

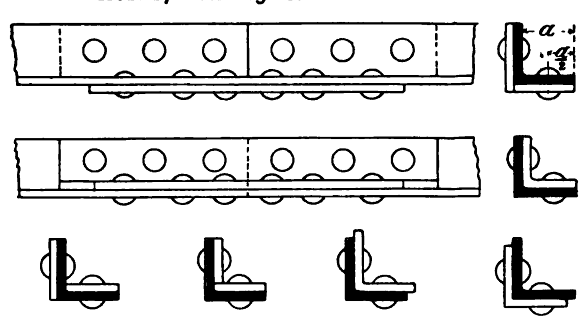
Neben der Erfüllung dieser Bedingungen ist darauf zu achten, daß jeder Teil des Querschnitts möglichst durch ein unmittelbar darauf gelegtes entsprechendes Stück zu stoßen ist, um eine direkte Überführung der Kräfte in die stoßenden Teile zu erzielen. Ein solcher Stoß wird direkter Stoß genannt. Bei einer guten Ausbildung eines direkten Stoßes ist die Bedingung des gleichen Querschnitts bzw. des gleichen Widerstandsmomentes von Stab- und Stoßquerschnitt meist schon ohne weiteres erfüllt, doch wird sich eine Kontroll-Berechnung in dieser Hinsicht stets empfehlen.

In den Fällen, in denen sich der direkte Stoß nicht durchführen läßt, muß man zur indirekten Stoßart greifen. Dieser indirekte Stoß kommt hauptsächlich bei größeren zusammengesetzten Querschnitten zur Anwendung. Die einzelnen Teile der Stoßverbindung, die Querschnitte der einzelnen Stoßlaschen, Stoßwinkel usw., sowie die Anzahl

der erforderlichen Niete oder Schrauben sind stets so zu wählen, daß die Stoßstelle in jeder Beziehung mindestens die Festigkeit des betreffenden Stabes hat.

Beim Stoß von Konstruktionsteilen zusammengesetzten Querschnitts unterscheidet man noch den Universal- oder konzentrierten Stoß und den versetzten Stoß. Bei ersterem sind alle Querschnittsteile an derselben Stelle gestoßen, während bei der versetzten Stoßart der Stoß der einzelnen Querschnittsteile an verschiedenen Stellen vorgenommen wird. Die konzentrierten Stöße sind mit Rücksicht auf die damit verbundene einfachere Montage meist vorzuziehen, da hierdurch bei einer Vernietung des Stoßes auf der Baustelle die dort zu schlagenden Niete[11]) auf das Minimum beschränkt werden können. Würde man in einem solchen Falle versetzte Stöße anwenden, so würden die überstehenden Enden der verschiedenen Stabteile eine wesentlich größere Nietarbeit auf der Baustelle erfordern. Die angebliche höhere Festigkeit der Stäbe mit versetztem Stoß sollte doch nicht überschätzt werden, da wegen der ungleichen Festigkeit an den Stoßstellen eine unsymmetrische Kraftübertragung nicht ausgeschlossen ist und eine solche Wirkung der versetzten Stöße, besonders bei Druckstäben (Knickgefahr), nachteilig sein könnte. Bei einem konzentrierten Stoß ist durch die Einheitlichkeit des Stoßquerschnitts eher eine gleichmäßige Kraftübertragung vorhanden; es wäre also hiernach auch mit Rücksicht auf eine größere Sicherheit der konzentrierte Stoß dem versetzten Stoß vorzuziehen, eine gute Ausbildung des Stoßes selbstverständlich vorausgesetzt.

Abb. 176 bis 183. Stoß von Winkeleisen.



3. Beispiele für Stoßanordnungen. Der Stoß von Winkeleisen kann geschehen mittels zweier auf die Schenkel aufgelegter Laschen (Abb. 176, 177, 180 u. 181) oder unter Vorlage eines Winkels mit gleichem Querschnitt (Abb. 178, 179, 182 u. 183). Sehr zweckmäßige Verwendung können hierbei auch die in § 6, 3a genannten Vorprofile finden. Es ist darauf zu achten, daß jede Lasche oder jeder Stoßwinkelschenkel jederseits der Stoßstelle mit der nötigen Nietzahl angeschlossen wird. Diese Nietzahl auf jeder Seite des Stoßes berechnet sich für obige Beispiele mit einschnittiger Vernietung nach folgenden Formeln:

Auf Abscherung: $n_1 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = f \cdot k$, bei $k_s = 0{,}8\,k$

$$n_1 = \frac{f}{0{,}8 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \left(\frac{5f}{d^2 \cdot \pi}\right). \tag{45}$$

Auf Lochleibung: $n_2 \cdot d \cdot \delta \cdot k_L = f \cdot k$, bei $k_L = 1{,}5\,k$

$$n_2 = \frac{f}{1{,}5 \cdot d \cdot \delta}, \tag{46}$$

worin $f =$ dem betreffenden Stoßquerschnitt, $d =$ dem Nietdurchmesser und $\delta =$ der schwächsten, in Betracht kommenden Blechstärke ist.

Der größte Wert von n_1 und n_2 ist zu nehmen. Bei $k_L = 1{,}5 \cdot k_s$ (z. B. $k_s = k$ und $k_L = 1{,}5\,k$) braucht nur auf Abscherung oder auf Lochleibung berechnet zu werden, je

[11]) Die auf der Baustelle geschlagenen Niete stellen sich immer teuerer und sind meist weniger gut als die im Werk hergestellten.

nachdem bei einschnittigen Nieten $d <$ als 2δ bzw. $d >$ als 2δ und bei zweischnittigen Nieten $d < \delta$ bzw. $d > \delta$ ist. Die Berechnungsformeln sind dann

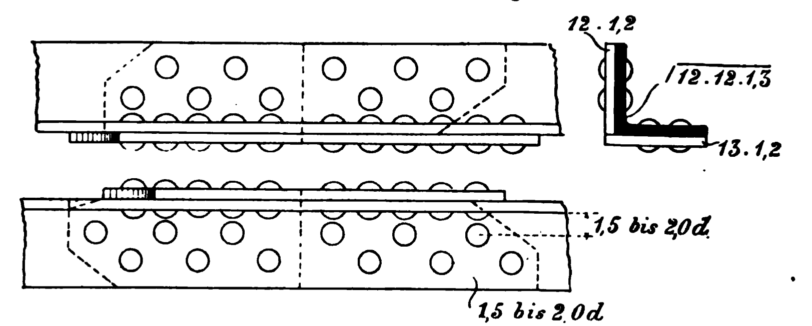
$$\text{auf Abscherung: } n_1 = \frac{f}{\frac{d^2 \cdot \pi}{4}} \text{ (bei einschnittigen Nieten)} \tag{47}$$

$$n_1 = \frac{f}{2 \cdot \frac{d_2 \cdot \pi}{4}} \text{ (bei zweischnittigen Nieten)} \tag{48}$$

$$\text{auf Lochleibung: } n_2 = \frac{f}{1{,}5 \cdot d \cdot \delta}, \tag{49}$$

für ein- und mehrschnittige Niete, wobei δ die nach den Kraftrichtungen getrennte dünnere Gesamtblechstärke bedeutet.

Abb. 184 bis 186. Stoß von Winkeleisen mit größerer Schenkelbreite.



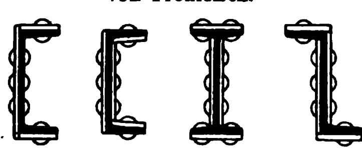
Bei Winkeleisen mit mehr als 10 bis 12 cm Schenkelbreite wird zweckmäßig eine zweireihige Vernietung der Schenkel vorgenommen (Abb. 184 bis 186). Für dieses Beispiel sei auch die Berechnung des Stoßes vorgenommen. Es sind zwei Winkel $12 \cdot 12 \cdot 1{,}3$ mit außen aufgelegten Laschen aneinander gestoßen; die eine Lasche ist gewählt $12 \cdot 1{,}2$, die andere $13 \cdot 1{,}2$. Die beiden Laschen haben einen Gesamtquerschnitt von 30 qcm, das Winkelprofil einen solchen von 29,7 qcm; die Nietschwächungen sind für die gestoßenen sowie für die stoßenden Teile nahezu dieselben, so daß auch die Nutzquerschnitte entsprechend übereinstimmen. Die Laschen sind also ausreichend. Die Berechnung der Nietanzahl wird nach dem Querschnitt dieser Laschen vorgenommen. Bei einem Nietdurchmesser von $d = 2{,}0$ cm und $k_L = 1{,}5 \cdot k_s$ ist hier, da $d < 2\delta$, die Nietzahl auf Abscherung zu berechnen. Für die kleinere Lasche mit $f = 12 \cdot 1{,}2 = 14{,}4$ qcm ist

$$n' = \frac{f}{\frac{d_2 \cdot \pi}{4}} = \frac{14{,}4}{3{,}14} = 4{,}6;$$

für die größere Lasche mit $f = 13 \cdot 1{,}2 = 15{,}6$ qcm ist

$$n'' = \frac{f}{\frac{d_2 \cdot \pi}{4}} = \frac{15{,}6}{3{,}14} = 5.$$

Abb. 187 bis 190. Stoßanordnungen von Profileisen.

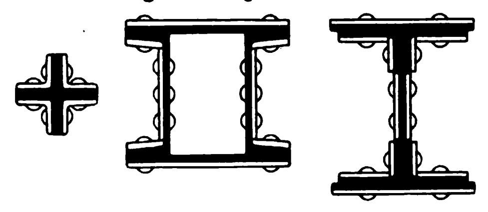


In Abb. 184 bis 186 sind für die kleinere Lasche 5, für die größere 6 Niete gewählt, die in 2 Reihen verschränkt angeordnet sind. Hierbei muß der Abstand der Niete vom Rande bzw. von der Ausrundung des Winkeleisens 1,5 bis $2\,d$ betragen.

Ganz ähnlich wird der Stoß der anderen Profileisen ausgebildet und berechnet. In den Abb. 187 bis 190 sind einige Stoßanordnungen von Profileisen im Querschnitt dargestellt. Hierbei sind bei den Anordnungen der Abb. 188 bis 190 die

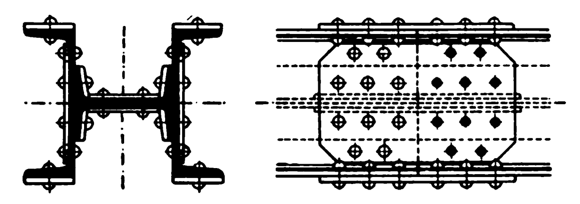
Stege der Profile beiderseits gestoßen, was mit Rücksicht auf eine zentrische Kraftübertragung sehr zu empfehlen ist. Ferner hat diese beiderseitige Deckung des Stoßes den Vorteil, den Eintritt von Wasser und Feuchtigkeit in die Stoßfuge zu verhindern oder wenigstens zu erschweren.

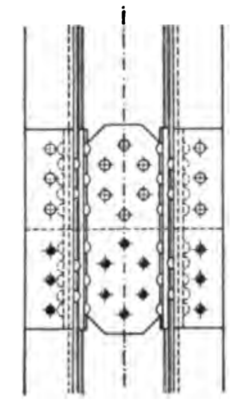
Abb. 191 bis 193. Stoßanordnungen zusammengesetzter Querschnitte.



Die Abb. 191 bis 193 stellen **Stoßanordnungen zusammengesetzter Querschnitte** dar; die Querschnittsflächen der einzelnen Stoßlamellen sind hierbei ebenfalls immer nach der Größe der betreffenden, durch sie zu stoßenden Teile zu wählen und die Nietzahl entsprechend zu berechnen. Die Abb. 194 bis 196 veranschaulichen den **Stoß einer Stütze**, die aus vier ⊏-Eisen zusammengesetzt ist. Aus den beigefügten Ansichten sind die Längen der Stoßlaschen sowie die Nietanordnungen zu ersehen. Weitere Stoßausbildungen für Stützen und Träger sowie deren Berechnungsarten werden unter den betreffenden Abschnitten näher besprochen werden.

Abb. 194 bis 196. Stoß einer aus vier ⊏-Eisen zusammengesetzten Stütze.





§ 17. Eck- und Anschlußverbindungen sowie Kreuzungen von Konstruktionsteilen.

1. Allgemeines und Gesichtspunkte für die konstruktive Ausbildung. Die Verbindungen und Anschlüsse von Stäben sollen möglichst auf einfache Art erfolgen unter Verwendung von Laschen, Befestigungswinkeln, Knotenblechen usw. Als Verbindungsmittel kommen meist Niete zur Verwendung, die tunlichst nur auf Abscherung und Lochleibungsdruck zur Wirkung kommen sollen; auf Zug beanspruchte Niete geben meist schlechte Stellen der Verbindung ab und sind deshalb, wenn möglich, zu vermeiden. In solchen Fällen sollte man besser Schraubenverbindungen den Vorzug geben. Hat die Anschlußverbindung Kräfte von dem einen Konstruktionsteil in den andern zu übertragen, so ist eine zur Kraftrichtung symmetrische Ausbildung des Anschlusses anzustreben; doch läßt sich dies in allen Fällen nicht immer erreichen.

Beim Kreuzen zweier, in einer Ebene liegenden Stäbe läßt man an der Kreuzungsstelle den einen dieser Stäbe durchgehen, während man den anderen nach den früher angegebenen Methoden seinem Zweck und seinem Querschnitt entsprechend stößt. Oft kommen bei den Kreuzungen auch Knotenbleche zur Verwendung. Sollen die sich kreuzenden Stäbe unabhängig voneinander sich bewegen können, so ist natürlich eine feste Verbindung der beiden Stäbe an der Kreuzungsstelle ausgeschlossen und die Konstruktion entsprechend auszubilden.

In den folgenden Abbildungen seien einige Beispiele von Eck- und Endverbindungen sowie Kreuzungen einfacher Stäbe gegeben; wegen der allzugroßen Möglichkeit der verschiedenen Ausbildungen dieser Konstruktionen können hier nur einige öfters vorkommende Beispiele gegeben werden.

2. Beispiele für Eckverbindungen. In den folgenden Abbildungen sind Eckverbindungen dargestellt, deren Konstruktionen durch die Figuren sich selbst erklären.

Abb. 197 stellt die Verbindung zweier hochkantig stehender, die Abb. 198 u. 199 diejenigen zweier in einer Ebene liegender Flacheisen dar. In Abb. 198 ist das eine Flacheisen über das andere gekröpft, während in Abb. 199 die beiden Flacheisen auf Gehrung

Abb. 197. Eckverbindung zweier hochkantig stehender Flacheisen. M. 1 : 20.

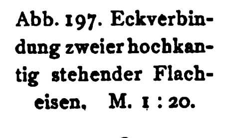
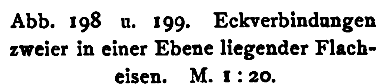


Abb. 198 u. 199. Eckverbindungen zweier in einer Ebene liegender Flacheisen. M. 1 : 20.



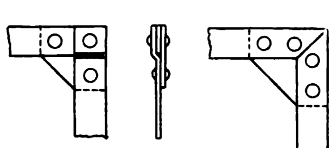
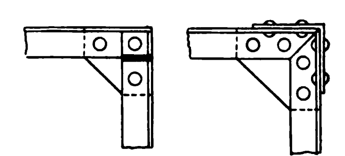


Abb. 200 u. 201. Eckverbindungen zweier Winkeleisen. M. 1 : 20.



zugeschnitten sind. Bei diesen beiden letzten Anordnungen sind, wie bei allen folgenden Eckverbindungen, Knotenbleche (Eckbleche) zur Verwendung gekommen. Die Abb. 200 u. 201 veranschaulichen die entsprechenden Verbindungen zweier Winkeleisen, während die Abb. 202 bis 206 Eckverbindungen von ⊏-Eisen und Abb. 207 u. 208 diejenigen zweier I-Eisen angeben.

Abb. 202 bis 206. Eckverbindungen zweier ⊏-Eisen. M. 1 : 20.

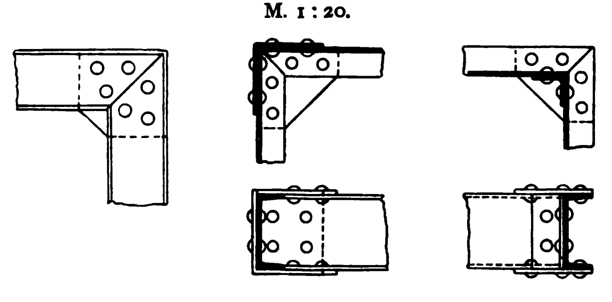
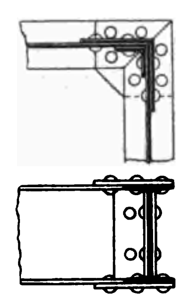
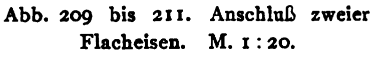


Abb. 207 u. 208. Eckverbindung zweier I-Eisen. M. 1 : 20.



3. **Beispiele für End- oder Anschlußverbindungen.** Auch hier ist den Abbildungen wenig beizufügen. Abb. 209 bis 211 zeigen den Anschluß zweier Flacheisen, die ersteren hochkantig stehend, die letzteren in einer Ebene liegend.

Abb. 209 bis 211. Anschluß zweier Flacheisen. M. 1 : 20.



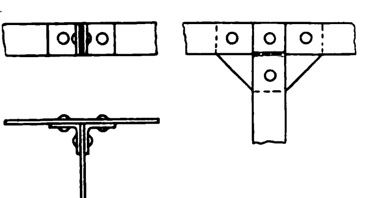


Abb. 212 u. 213. Anschluß zweier Winkeleisen. M. 1 : 20.

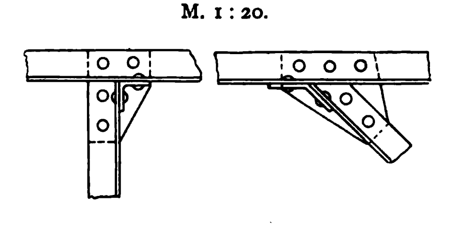


Abb. 214 u. 215. Anschluß zweier ⊥-Eisen. M. 1 : 20.

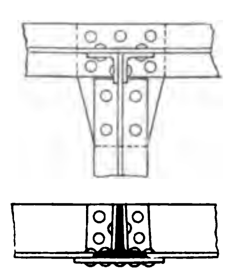


Abb. 212 stellt einen rechtwinkligen, Abb. 213 einen schiefen Anschluß zweier Winkeleisen dar. Der Anschluß zweier ⊥-Eisen nach Abb. 214 u. 215 wurde mit Hilfe eines unter die beiden Horizontalflanschen genieteten Knotenbleches erreicht, wobei die Flanschen des angeschlossenen Profils entsprechend abgeschnitten werden mußten, um die Stege mit Winkeleisen verbinden zu können. Die Verbindung der beiden

Sprosseneisen nach Abb. 216 u. 217 wurde ermöglicht durch Anfeilen zweier Stifte an den Steg des einen Profils, die wie versenkte oder halbversenkte Niete durch Zusammenstauchen in entsprechenden Löchern des anderen Profils befestigt wurden. Die Horizontalflansche der beiden Profile sind auf Gehrung zugeschnitten.

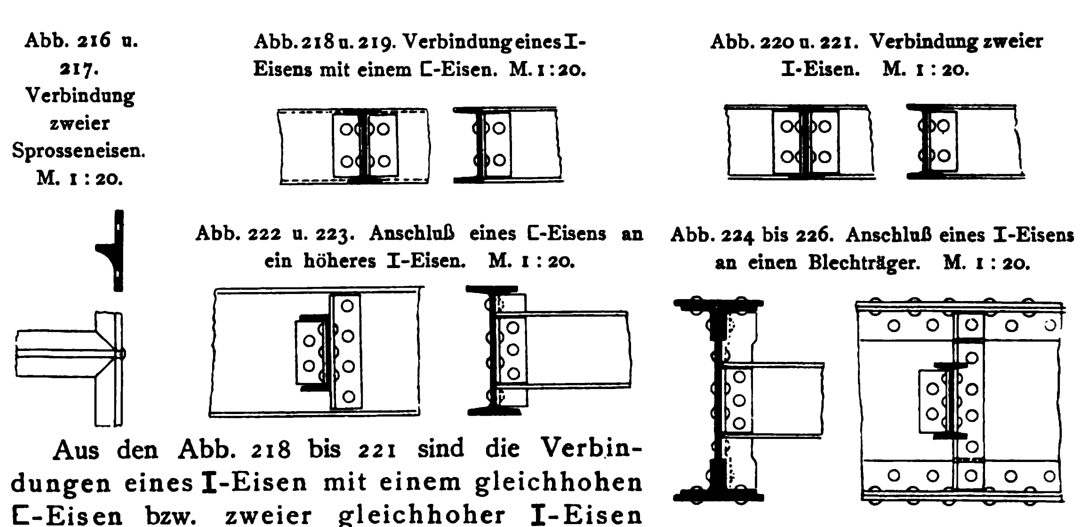


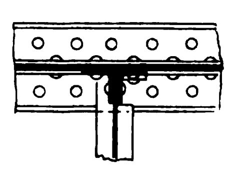
Abb. 216 u. 217. Verbindung zweier Sprosseneisen. M. 1 : 20.

Abb. 218 u. 219. Verbindung eines I-Eisens mit einem C-Eisen. M. 1 : 20.

Abb. 220 u. 221. Verbindung zweier I-Eisen. M. 1 : 20.

Abb. 222 u. 223. Anschluß eines C-Eisens an ein höheres I-Eisen. M. 1 : 20.

Abb. 224 bis 226. Anschluß eines I-Eisens an einen Blechträger. M. 1 : 20.



Aus den Abb. 218 bis 221 sind die Verbindungen eines I-Eisen mit einem gleichhohen C-Eisen bzw. zweier gleichhoher I-Eisen miteinander zu ersehen. Bei dem Anschluß eines C-Eisens an ein höheres I-Eisen nach Abb. 222 u. 223, sowie bei dem Anschluß eines I-Profils an einen höheren genieteten Blechträger nach Abb. 224 bis 226 dienen die auf die ganze Höhe hindurchgehenden Anschlußwinkel zugleich zur Aussteifung des Steges bzw. der Blechwand. Damit bei Abb. 224 bis 226 der Aussteifungswinkel auf die ganze Höhe des Steges durchgehen kann, ist ein Abschneiden der betreffenden Flanschen des I-Profils, sowie ein Überkröpfen über die Gurtungswinkel erforderlich; die Kröpfungen hätten auch durch Unterlegung eines Futterbleches von der Stärke der Gurtungswinkel vermieden werden können. Um bei Übertragung größerer Kräfte noch eine bessere Aussteifung zu erzielen, bringt man oft auch auf der Außenseite des Blechträgers noch einen oder zwei Versteifungswinkel an. Weitere Anschlüsse dieser Art werden noch in Abschnitt IV (Träger) behandelt.

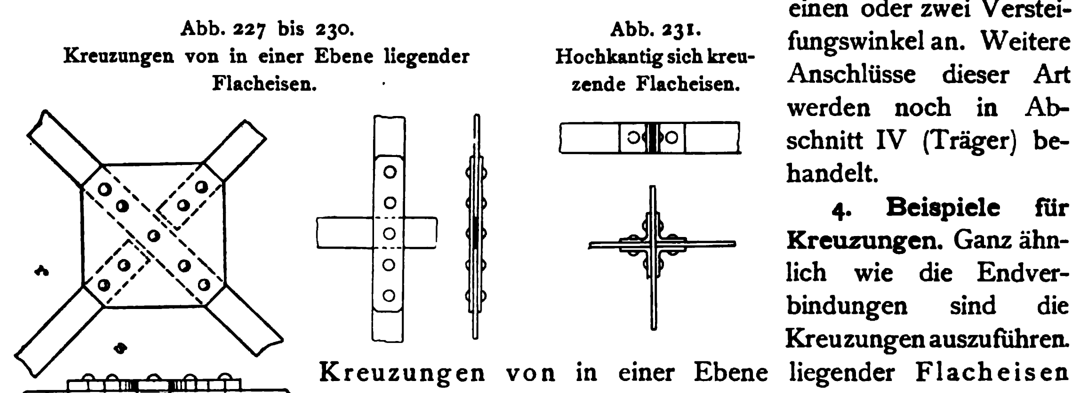


Abb. 227 bis 230. Kreuzungen von in einer Ebene liegender Flacheisen.

Abb. 231. Hochkantig sich kreuzende Flacheisen.

4. Beispiele für Kreuzungen. Ganz ähnlich wie die Endverbindungen sind die Kreuzungen auszuführen. Kreuzungen von in einer Ebene liegender Flacheisen siehe Abb. 227 bis 230, diejenigen zweier hochkantig sich kreuzender Flacheisen Abb. 231.

Die Abb. 232 bis 236 stellen die Kreuzungen von Winkeleisen dar. Bei der ersten dieser drei Anordnungen liegen die Flanschen der Winkel nach entgegengesetzten Seiten und können die Winkel deshalb direkt aneinander vorbeigeführt werden. Soll eine Bewegung dieser Winkeleisen gegeneinander möglich sein, so bleibt das Niet weg.

Dies gilt auch für Abb. 229. Die Kreuzungen der Winkeleisen nach Abb. 235 und 236 sind durch Knotenbleche erzielt. Bei der letzten dieser Anordnungen ist eine besondere

Abb. 232 bis 236. Kreuzungen von Winkeleisen.

Abb. 232 u. 233. Abb. 234. Abb. 235 u. 236.

Entlastung der abstehenden Flansche der gestoßenen Winkel vorgenommen, was namentlich bei größeren Winkeln mit größerer Kraftübertragung zu empfehlen ist.

Die Abb. 237 bis 239 zeigen analoge Kreuzungen von ⊥-Eisen bzw. von C-Eisen. Abb. 240 bis 242 zeigen die Kreuzung zweier gleich hoher C-Eisen, Abb. 243 bis 245 diejenige zweier gleich hoher I-Eisen. In beiden Fällen sind die Flanschen der angeschlossenen Profile abzuschneiden; bei Abb. 243 bis 245 sind die abgeschnittenen Flanschen durch oben und unten aufgelegte Platten (Kontinuitäts-

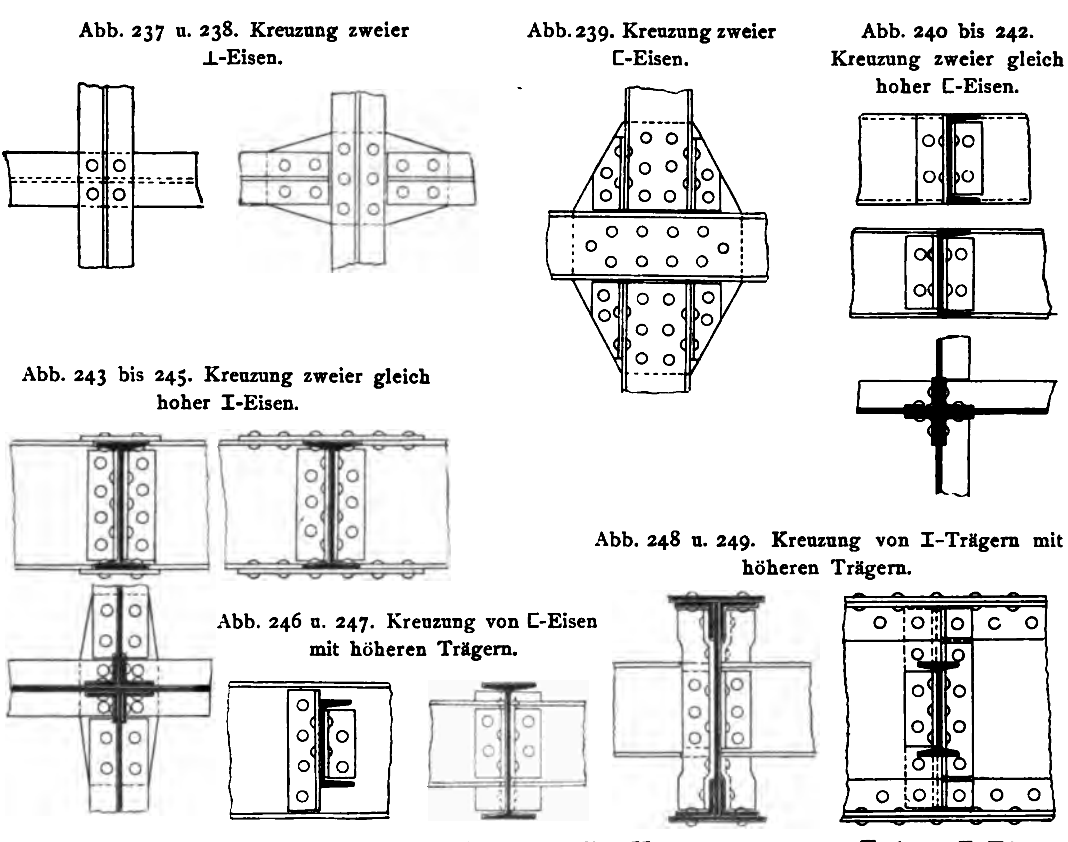


Abb. 237 u. 238. Kreuzung zweier ⊥-Eisen.

Abb. 239. Kreuzung zweier C-Eisen.

Abb. 240 bis 242. Kreuzung zweier gleich hoher C-Eisen.

Abb. 243 bis 245. Kreuzung zweier gleich hoher I-Eisen.

Abb. 246 u. 247. Kreuzung von C-Eisen mit höheren Trägern.

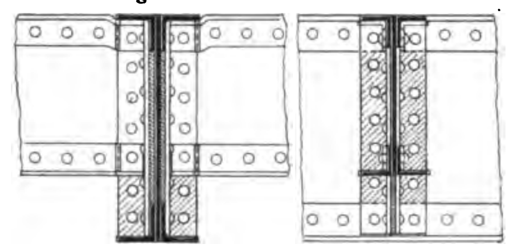
Abb. 248 u. 249. Kreuzung von I-Trägern mit höheren Trägern.

platten) besonders gestoßen. Abb. 246 bis 249 stellen Kreuzungen von C- bzw. I-Eisen mit höheren Trägern dar; die jeweils auf die ganze Höhe durchgehenden Anschlußwinkel dienen zur Aussteifung des Steges bzw. der Blechwand der höheren Träger. In Abb. 248

u. 249 sind diese Versteifungswinkel gegeneinander versetzt und die betreffenden Profilflanschen entsprechend abgeschnitten; oben und unten sind die Versteifungswinkel über die Gurtungswinkel verkröpft.

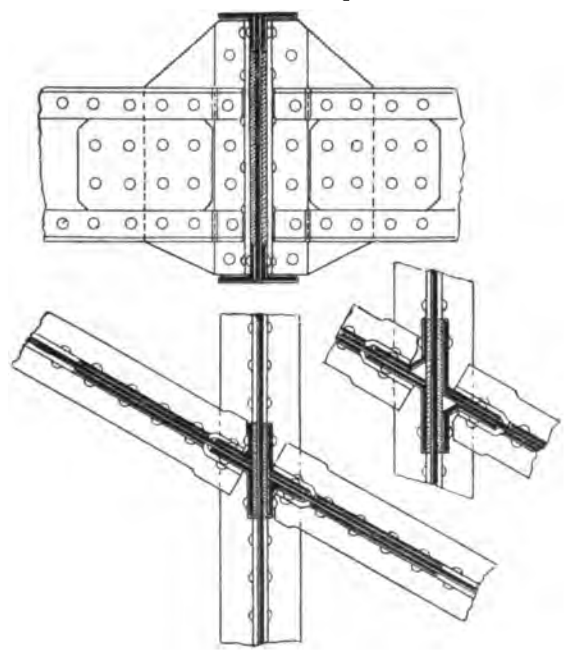
Bei der durch Abb. 250 u. 251 dargestellten Kreuzung zweier Blechträger ist auf gleiche Höhenlage der Oberkanten Wert gelegt; die oberen Winkeleisen des kleineren Trägers sind deshalb nach zwei Richtungen, seitlich und nach unten, zu verkröpfen. Um mit dieser Verkröpfung nicht eine weitere der Anschlußwinkel zusammenfallen zu lassen, ist der Steg des höheren Trägers mittels Futterblechen auf die Dicke der Winkeleisen verstärkt. Zwischen dem unteren Teil der auf die ganze Trägerhöhe durchgehenden Anschlußwinkel sind ebenfalls Futterstücke eingelegt, um den Hohlraum zwischen den Winkeln auszufüllen und eine Vernietung dieser Schenkel vornehmen zu können. Die Futterbleche sind durch Schraffierung in den Abbildungen besonders gekennzeichnet.

Abb. 250 u. 251. Kreuzung zweier Blechträger mit gleichhohen Oberkanten.



Durch die Abb. 252 bis 254 wird eine schiefe Kreuzung zweier verschieden hoher Blechträger veranschaulicht. Die kleineren Träger sind zunächst an größere Anschlußbleche angeschlossen, wobei der Stoß der Stege an diese Anschlußbleche jeweils durch beiderseits aufgelegte Laschen vermittelt wird. Der Anschluß an den größeren Träger kann durch spitzwinklige bzw. stumpfwinklige Winkeleisen (Abb. 253) erfolgen; doch wird hierbei in vielen Fällen für die Vernietung nicht Platz genug vorhanden sein, weshalb oft statt der Winkel entsprechend gebogene Bleche verwendet werden (Abb. 254). Weitere Kreuzungen und deren Berechnung siehe im Abschnitt IV (Träger).

Abb. 252 bis 254. Schiefe Kreuzung zweier verschieden hoher Blechträger.



§ 18. Knotenpunktsbildung.

1. Allgemeine Anordnung der Knotenpunkte. Knotenpunkte sind die bei Fachwerken nötigen Zusammenführungen der einzelnen Stäbe in den einzelnen Eckpunkten der Fachwerke. Bei der Ausbildung dieser Knotenpunkte ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die bei der statischen Berechnung gemachten Voraussetzungen nach Möglichkeit erfüllt werden. Diese Voraussetzungen sind folgende: Die Stäbe schneiden sich genau in einem Punkte, dem theoretischen Knotenpunkte, und die Vereinigung der Stäbe wird nicht starr, sondern gelenkartig angenommen.

Die erste Voraussetzung verlangt, daß die Schwerachsen der in einem Knotenpunkte zusammenkommenden Stäbe sich genau in dem theoretischen Knotenpunkte schneiden und daß die Anschlüsse der einzelnen Stäbe symmetrisch zu diesen Schwerachsen ausgebildet werden. Ist diese Forderung nicht erfüllt, so treten neben den durch die

Berechnung ermittelten Zug- oder Druckspannungen noch Biegungsspannungen in den betreffenden exzentrisch angeschlossenen Stäben auf. Ferner sind die Anschlüsse der einzelnen Stäbe so zu konstruieren, daß die größten Stabkräfte sicher in den Knotenpunkt überführt werden können. Es muß deshalb für die Anschlüsse in jeder Beziehung mindestens die gleiche Festigkeit vorhanden sein, wie für die betreffenden Stäbe selbst.

Was die zweite Forderung des gelenkartigen, drehbaren Anschlusses anbetrifft, so ist hierzu zu bemerken, daß eine tatsächliche, einwandfreie Erfüllung dieser Forderung nicht leicht und nur bei kleineren Konstruktionen einigermaßen möglich ist, so daß in Deutschland fast durchweg eine starre Ausbildung der Knotenpunkte vorgezogen wird.

2. Gelenkartige Ausbildung der Knotenpunkte. Die gelenkartige Verbindung für Stäbe zu einem Knotenpunkt mit Hilfe von Gelenkbolzen hat wohl den Vorteil, daß sie der bei der Berechnung der Fachwerke gemachten Annahme von gelenkigen, reibungslosen Knotenpunkten am nächsten kommt; doch ist zu diesem Vorteil zu bemerken, daß er tatsächlich nur bei kleineren Fachwerken mit geringen Stabkräften in gewissem Maße auch vorhanden ist. Durch die mit der Größe der Kräfte zunehmende Reibung in den Gelenkbolzen-Verbindungen wird nämlich die Möglichkeit einer wirklichen Drehbarkeit mit dem Zunehmen der Stabkräfte immer mehr beschränkt. Auch durch das Verrosten der Gelenke wird die Drehung der einzelnen Teile gegeneinander oft beeinträchtigt, so daß man den Vorteil der Drehbarkeit der Gelenkknotenpunkte nicht so hoch anrechnen darf, ja sogar meist in Frage stellen muß.

Dagegen ist als tatsächlich vorhandener Vorteil der gelenkartigen Knotenpunkte die rasche Aufstellung (»Montage«) zu erwähnen; denn alle einzelnen Teile der Konstruktion können im Werk fertig hergestellt und geprüft werden, so daß auf der Baustelle nur die Zusammenfügung der Gelenkbolzen-Verbindung übrig bleibt. Für eine schnell auszuführende Montage bzw. bei sehr kurzer Zeit für die Aufstellung kann dieser letzte Vorteil an Bedeutung gewinnen.

Doch sind dem gegenüber wesentliche Nachteile der Gelenkbolzen-Verbindungen anzuführen:

1. Die seitliche Steifigkeit der Knotenpunkte ist eine sehr geringe.

2. Die ganze Sicherheit der Konstruktion ist für jeden Knotenpunkt von einem Konstruktionsteil abhängig, von dem Bolzen selbst oder der augenartigen Ausbildung der Stäbe. Wird an irgend einer Stelle des Fachwerks einer dieser Konstruktionsteile schadhaft, so steht der Einsturz der betreffenden Konstruktion unmittelbar bevor.

3. Die Bearbeitung der einzelnen Stabenden und der Bolzen muß genau übereinstimmen; eine solche genaue Arbeit ist jedoch schwierig und kostspielig und erfordert besondere eigens dazu geschaffene maschinelle Einrichtungen. Arbeitsfehler wirken sehr ungünstig.

4. Schließlich ist bei wechselnder Belastung mit der Zeit ein Lockerwerden der Gelenkbolzen-Verbindung durch Abarbeiten der einzelnen Teile nicht ausgeschlossen.

Diese wesentlichen Nachteile lassen eine allgemeine Verwendung der gelenkartigen Knotenpunkte in Deutschland nicht aufkommen; nur in besonderen Fällen werden ganze Fachwerkskonstruktionen gelenkige Ausbildung erfahren. Dagegen werden Gelenkbolzen-Anschlüsse einzelner Konstruktionsteile wie z. B. Zugstangen von Bogendächern, Verankerungen usw. häufiger zu finden sein.

Die Berechnung der Gelenkbolzen-Anschlüsse schließt sich eng an diejenige der Gelenkbolzen § 14, 1,e an, weshalb an dieser Stelle hierauf nicht mehr näher eingegangen werden soll. Abb. 255 u. 256 stellt einen gelenkartigen Knotenpunkt der

Bahnhofshalle: »Zoologischer Garten« in Berlin dar. Weitere Anordnungen siehe in Abschnitt V (Dachkonstruktionen).

Abb. 255 u. 256. Gelenkartiger Knotenpunkt.

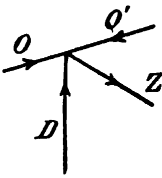
Abb. 255. Ansicht.

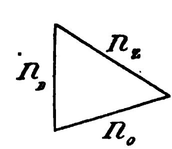
Abb. 256. Schnitt *rs*.

3. **Vernietete Knotenpunkte.** Bei der Konstruktion der vernieteten Knotenpunkte, also solcher Knotenpunkte, bei denen jeder Stab durch Nieten angeschlossen ist, sind folgende Regeln zu beachten:

1. Mit Rücksicht auf eine reine Übertragung der Zug- und Druckkräfte der Stäbe ohne Biegungsspannungen, d. h. eine zentrische Kraftwirkung, müssen sich die Stabachsen der einzelnen Stäbe in einem Punkte, dem theoretischen Knotenpunkte, genau schneiden.

Abb. 257 u. 258. Knotenpunktsbildung, Anschluß von Zwischenstäben.





2. Die Anzahl der Anschlußniete eines jeden Stabes ist so zu bemessen, daß die Festigkeit des Anschlusses (Zahl und Anordnung der Niete, Blechstärke usw.) mindestens gleich der Nutzfestigkeit des betreffenden Stabes ist. Zwecks Berechnung der einzelnen Nietanschlüsse in dieser Hinsicht wird auf § 13, 3, e verwiesen.

Sind mehrere Stäbe mit einem über den Knotenpunkt durchlaufenden Stab, z. B. bei einem Fachwerk mehrere Zwischenstäbe mit einem durchgehenden Gurtstab (Abb. 257) zu verbinden, so ist jeder Zwischenstab mit der seiner größten Stabkraft entsprechenden Nietzahl an das Knotenblech anzuschließen und dieses selbst durch die resultierende Nietzahl aus diesen Einzelanschlüssen der Zwischenstäbe mit dem durchlaufenden Gurtstab zu verbinden. Diese resultierende Nietzahl kann bestimmt werden durch graphische Zusammensetzung der Nietanzahlen für die Zwischenstäbe, wobei diese Nietzahlen maßstäblich in der Richtung der Stäbe anzutragen sind (Abb. 258). Die Anzahl n_o für den Anschluß des Knotenblechs entspricht der Differenz der Stabkräfte O und O', wenn diese in eine

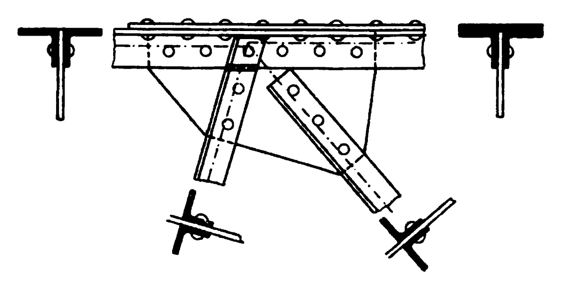
Richtung fallen. Liegt in dem Knotenpunkt ein Stoß des Gurtstabs, so kommen zu den Anschlußnieten noch die entsprechenden Stoßniete hinzu.

3. Jeder Querschnittsteil (Steg, Flansch usw.) muß für sich mit der seinem Querschnitt entsprechenden Nietanzahl angeschlossen werden; die Gesamtzahl der Anschlußniete ist also demgemäß auf die einzelnen Querschnittsteile zu verteilen. Ferner sind viele Niete in einer Reihe hintereinander zu vermeiden; der Anschluß eines größeren Winkeleisens oder [-Eisens wird daher zweckmäßig ähnlich wie in den Abb. 236 u. 239 vorgenommen, indem die abstehenden Flanschen besonders entlastet werden.

4. Der Anschluß eines Stabes mit einem Niet ist unzulässig, selbst wenn die Rechnung auch nicht mehr ergibt; man wird mindestens immer ein weiteres Niet zugeben. Nur bei ganz untergeordneten Konstruktionsteilen, die keine besonderen Kräfte zu übertragen haben und bei denen eine weitere Befestigung nicht gut möglich und nicht nötig ist, mag ein Niet genügen wie z. B. bei einigen der im § 16 gegebenen Eck- und Anschlußverbindungen.

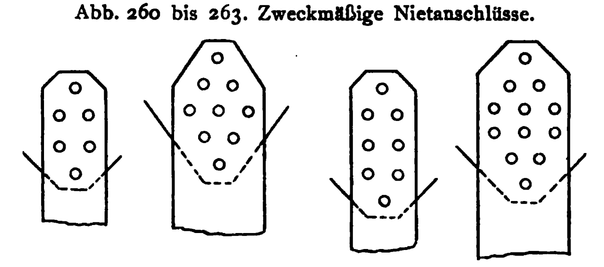
5. Wenn sich in einem Knotenpunkt die Stärke eines über diesen Knotenpunkt weitergehenden Stabes ändert, wie dies bei Gurtstäben von Fachwerken oft der Fall ist (z. B. bei Verstärkung eines Stabes durch Zulegen einer Deckplatte), so muß die im Knotenpunkt beginnende Deckplatte über den theoretischen Knotenpunkt so weit hinausgehen, daß sie schon vor dem Knotenpunkt mit ihrem Nutzquerschnitt angeschlossen ist und so bei Beginn des verstärkten Stabes, also vom theoretischen Knotenpunkt ab, schon mit ihrem vollen Querschnitt wirken kann. Die Schwerpunkte der beiden Gurtstäbe stimmen hierbei nicht mehr überein, und als theoretischer Knotenpunkt, nach welchem die Zwischenstäbe zu führen sind, wird in einem solchen Falle gewöhnlich die Mitte zwischen den beiden versetzten Achsen der Gurtstäbe angenommen. Abb. 259 zeigt eine solche Anordnung.

Abb. 259. Knotenpunkt bei Änderung der Stärke eines durchgehenden Gurtstabes.



6. Bei dem Anschluß von Flacheisen, Blechen oder Stegen von Profileisen setzt man zweckmäßig die Niete so, daß ein möglichst geringer Querschnittsteil für Nietschwächung abzurechnen ist. Wenn z. B. in der ersten Reihe nur ein Niet und in der zweiten zwei Niete sitzen, dann ist in der zweiten Nietreihe auch nur eine Querschnittsschwächung für ein Niet zu berücksichtigen, da durch das Niet in der ersten Reihe schon eine Nietkraft abgeführt, die Stabkraft in der zweiten Nietreihe also um eine Nietkraft geringer ist. Die dritte Reihe kann dann bis zu vier Niete erhalten, um auch in dieser Reihe nur eine Nietschwächung für ein Niet zu haben. Solche in dieser Hinsicht zweckmäßige Nietanschlüsse sind in den Abb. 260 bis 263 dargestellt.

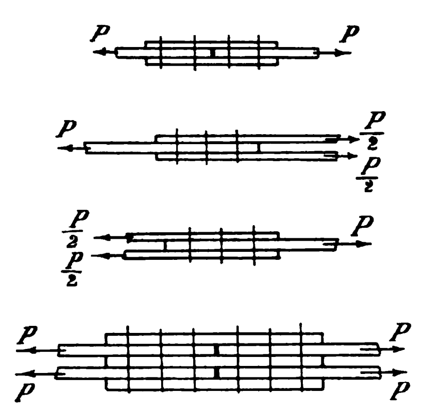
Abb. 260 bis 263. Zweckmäßige Nietanschlüsse.



7. Der Anschluß von Flacheisen an Knotenbleche soll möglichst mittels zweischnittiger Nietverbindungen mit zentrischer Kraftübertragung vorgenommen werden. Hat man ein Flacheisen an ein Knotenblech anzuschließen, so wähle man deshalb eine zweischnittige Verlaschung (Abb. 264). Zweischnittige Anschlüsse lassen sich auch erzielen,

indem man ein Flacheisen an ein doppeltes Knotenblech (Abb. 265) oder ein zweiteiliges Flacheisen an ein einfaches Knotenblech (Abb. 266) anschließt. Bei zweiteiligem Flacheisen und doppeltem Knotenblech könnte man nach Abb. 267 drei Laschen zum Anschluß verwenden.

Abb. 264 bis 267. Anschluß von Flacheisen an Knotenbleche.



8. Bei den Anschlüssen von Profileisen oder Stäben zusammengesetzten Querschnitts sind mit Rücksicht auf eine geringe Nietschwächung die Niete in den Stegen und Flanschen gegeneinander zu versetzen, so daß in einem Querschnitt möglichst wenig Niete zusammenfallen. Dieser Grundsatz ist auch bei der Bildung der Stöße (§ 16) sowie bei den Anschlüssen und Kreuzungen (§ 17) nach Möglichkeit eingehalten worden; es sei auf die betreffenden Abbildungen verwiesen.

Weitere Anordnungen von Knotenpunkten werden im Abschnitt der Dachkonstruktionen besprochen. Betreffs der Wahl der Nietdurchmesser und Nietabstände, sowie der Berechnung der Nietanzahl wird auf § 13, 3 verwiesen; einzelne Beispiele sind bei den Dachkonstruktionen zu finden.

III. Eiserne Säulen.

§ 19. Die eisernen Säulen im allgemeinen, deren Material, Verwendung und Berechnung.

1. **Allgemeines.** Die eisernen Säulen dienen im Hochbau hauptsächlich zur Unterstützung von Trägern, Unterzügen usw. Die Hauptbestandteile der Säulen sind Säulenkopf, Fuß und Schaft. Die Belastung der Säulen soll möglichst zentrisch erfolgen, damit möglichst gleichmäßige Druckspannungen auftreten. Wirken die Lasten exzentrisch, d. h. außerhalb der Säulenachse, so treten neben den Druckbeanspruchungen noch Biegungsspannungen auf. Zu der durch die Belastungsart bedingten Berechnung der Säule auf Druck bzw. Druck und Biegung ist noch der Nachweis für die erforderliche Knicksicherheit zu liefern. Exzentrische Beanspruchungen des Säulenschaftes, d. h. Druck- und Biegungsspannungen werden besonders dann vorhanden sein, wenn am Säulenkopfe, z. B. durch einseitige Belastung durchgehender Träger, Einspannungs-Momente zur Wirkung kommen oder auch durch Längsausdehnung der Träger bzw. durch Horizontalkräfte Verbiegungen der Säulenschäfte auftreten.

Um solchen unerwünschten Beanspruchungen des Säulenschaftes bei lotrechter Belastung entgegenzutreten, bringt man oft statt einer starren Verbindung von Kopf und Schaft bzw. Fuß und Schaft gelenkige Verbindungen dieser einzelnen Teile zur Ausführung, die eventuelle Verdrehungen oder Verschiebungen des Kopfes gegen den Fuß zulassen. Besonders bei Gußeisen, das Biegungsspannungen nur schlecht widerstehen kann, ist eine solche Anordnung sehr zu empfehlen. Solche Säulen mit Kopf- und Fußgelenke werden Pendelsäulen genannt.

2. **Material und Verwendung der Säulen.** Die Säulen können entweder aus Gußeisen oder Schmiedeeisen hergestellt werden. Das Gußeisen ist für zentrisch belastete recht gut geeignet; es kann deshalb ohne Bedenken zu Säulen Verwendung finden, bei denen durch die Art der Belastung oder durch gelenkige Kopf- und Fußausbildungen exzentrische Kraftwirkungen und ferner größere Stoßwirkungen ausgeschlossen sind. Guß-

eisen hat gegenüber dem Schmiedeeisen wohl den Vorteil einer leichten Formgebung, d. h. es gestattet eine leichte gefällige, architektonische Ausbildung. Es finden deshalb gußeiserne Säulen in der Regel immer da Verwendung, wo eine ruhige Last durch eine gefällige, architektonisch ausgebildete Säule getragen werden soll, wie z. B. bei größeren, öffentlichen Bauten, Kaufläden, Treppenanlagen, Balkonen usw. In bezug auf die Eigenschaften des Gußeisens und die Herstellung des Gusses wird auf § 2 verwiesen.

In denjenigen Fällen, wo es sich hauptsächlich um konstruktive Ausbildung der Säulen handelt, wo ein gefälliges Aussehen in den Hintergrund tritt und ganz besonders da, wo stoßende oder exzentrische wirkende Lasten bzw. neben lotrechten noch horizontale Kräfte aufgenommen werden müssen, sind stets schmiedeeiserne Säulen zu verwenden, wie z. B. bei Fabriksgebäuden, Lagerhäusern, Speichern usw. Auch da, wo eine Ummantelung oder Verkleidung der Säule wegen Feuersgefahr nötig wird, ist Schmiedeeisen dem Gußeisen fast immer vorzuziehen. Wenn aus technischen Gründen eine schmiedeeiserne Säule unbedingt nötig ist, jedoch auch auf ein gutes Aussehen und Säulenschmuck Wert gelegt wird, kann durch entsprechende Verkleidung oder aufgelegte Verzierungen auch eine schöne Form erzielt werden.

Die schmiedeeisernen Säulen haben gegenüber den gußeisernen den Vorteil, daß eine Verbindung der Säulenköpfe mit den zu stützenden Trägern meist leichter und organischer ausführbar ist; ferner ist, ganz abgesehen von den fast durchweg geringeren Kosten, das Material der schmiedeeisernen Säulen bei guter Auswahl vollkommen fehlerfrei, während bei Gußeisen durch ungleichmäßige Gußstärken, fehlerhafte Gußstellen usw. nicht immer mit Sicherheit auf ein einwandfreies Material gerechnet werden kann. Allerdings ist die Beschaffung einer gußeisernen Säule einfacher als die einer schmiedeeisernen, da für die erstere in der Regel nur Bestellungen nach Musterbüchern von Gießereien nötig sind, während für die schmiedeeisernen Säulen eine konstruktive Ausbildung von Fall zu Fall meist unerläßlich ist. Dieser Umstand ist manchmal die Ursache, daß gußeiserne Säulen auch da Verwendung finden, wo eine schmiedeiserne eher am Platze gewesen wäre. Es sollte stets durch eine eingehende sachgemäße Prüfung festgestellt werden, welches Säulenmaterial für die jeweils vorliegenden Fälle am zweckdienlichsten ist. Bezüglich des Verhaltens des Säulenmaterials bei Bränden und des Feuerschutzes von Säulen sei auf § 5 verwiesen.

3. Berechnung der Säulen. Die Berechnung der Säulen richtet sich nach deren Belastungsart. Bei zentrischer Belastung, d. h. wenn die Last in der Achse der lotrechtstehenden Säule wirkt, findet eine gleichmäßige Druckübertragung in den verschiedenen Säulenquerschnitten statt. Außer der Berechnung auf diese Druckbeanspruchung nach § 10, 1 ist für den Säulenschaft noch die erforderliche Knicksicherheit nachzuweisen. Die Berechnung auf Knickung erfolgt am zweckmäßigsten nach der EULERschen Formel, wobei je nach der Lagerung und oberen Endbefestigung der Säule die verschiedenen Knickfälle zu unterscheiden sind (s. § 10, 1). Ist z. B. die Säule unten eingespannt und oben frei, so daß die Standfähigkeit allein von der unteren Einspannung abhängt, so ist in die Knickformel $J_{\min} \geqq \frac{s \cdot l^2 \cdot P}{C \cdot E}$ (Gleichung 5, S. 308) die Endbefestigungskonstante

$C = \frac{\pi^2}{4} = 2{,}5$ einzusetzen. Bei Pendelstützen, bei denen oben und unten eine gelenkige Endverbindung vorhanden ist (Knickfall 2), ist $C = \pi^2 = 10$, bei Einspannung unten und Gelenkanordnung oben (Knickfall 3) $C = 2 \cdot \pi^2 = 20$ und bei Einspannung oben und unten (Knickfall 4) $C = 4 \cdot \pi^2 = 40$ anzunehmen.

Unter Einführung 8 facher Sicherheit für Gußeisen und 5 facher Sicherheit für Schmiedeeisen ergeben sich für den Knickfall 2 (Pendelstützen) folgende Formeln:

für Gußeisen: $J_{min} = 8 \cdot P \cdot l^2$ (Gleichung 7, S. 309),

» Schmiedeeisen: $J_{min} = 2{,}5 \cdot P \cdot l^2$ (Gleichung 6, S. 309);

hierin ist die Last P in t und die freie Knicklänge l in m einzusetzen. In gleicher Weise ergeben sich für die anderen Knickfälle die folgenden Bedingungen für die jeweils erforderliche Knicksicherheit:

Knickfall 1 (Säule unten eingespannt und oben frei)

für Gußeisen: $J_{min} = 4 \cdot 8 \cdot P \cdot l^2 = 32 \cdot P \cdot l^2$,

» Schmiedeeisen: $J_{min} = 4 \cdot 2{,}5 \cdot P \cdot l^2 = 10 \cdot P \cdot l^2$.

Knickfall 3 (Säule an einem Ende eingespannt, am andern gelenkig)

für Gußeisen: $J_{min} = \frac{8}{2} \cdot P \cdot l^2 = 4 \cdot P \cdot l^2$,

» Schmiedeeisen: $J_{min} = \frac{2{,}5}{2} \cdot P \cdot l^2 = 1{,}25 \cdot P \cdot l^2$.

Knickfall 4 (Säule oben und unten eingespannt)

für Gußeisen: $J_{min} = \frac{8}{4} \cdot P \cdot l^2 = 2 \cdot P \cdot l^2$,

» Schmiedeeisen: $J_{min} = \frac{2{,}5}{4} \cdot P \cdot l^2 = 0{,}625 \cdot P \cdot l^2$.

Die wesentlichste Rolle spielen die Fälle 1 und 2. Nach Fall 2 wird zugunsten der Sicherheit sehr oft auch dann gerechnet, wenn an einem Ende oder an beiden Enden Einspannung vorhanden ist. Auf jeden Fall ist es empfehlenswert mit den Formeln für Fall 4 nicht zu rechnen, da die volle Wirkung der oberen Einspannung nicht immer gewährleistet ist und auf eine genau zentrische Belastung nicht sicher gerechnet werden kann.

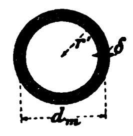
Bei einseitiger (exzentrischer) Belastung der Säulen sind die einzelnen Säulenquerschnitte auf Druck und Biegung zu dimensionieren. Die hierzu nötigen Gleichungen für zusammengesetzte Festigkeit von Druck und Biegung sind aus § 10, 4 zu entnehmen. Auch bei solchen auf Druck und Biegung beanspruchten Säulen ist auf die Knickgefahr zu achten, und zwar ist hierbei die Gefahr des Ausknickens aus der Kraftebene ins Auge zu fassen. Beispiele für die Berechnung der Säulen sind in den §§ 20 und 21 gegeben.

§ 20. Gußeiserne Säulen. Die gußeisernen Säulen werden fast durchweg als Hohlsäulen verwendet und zwar meist mit kreisringförmigem Schaftquerschnitt. Andere Querschnittsformen sind seltener geworden, höchstens daß aus besonderen Gründen rechteckige, quadratische oder sechs- bzw. achteckige Schaftquerschnitte gewählt werden. Für die Abmessungen und Gestalt der gußeisernen Säulen ist der Grundsatz maßgebend, überall möglichst gleiche Massen in den einzelnen Gußteilen beizubehalten, damit nach dem Gießen durch ungleichmäßige Abkühlung keine schädlichen Spannungen auftreten, die eventuell Risse oder sonstige Schäden verursachen könnten. Schon aus diesem Grunde ist es empfehlenswert, die verschiedenen Teile der Säulen, also Schaft, Kopf und Fuß, getrennt herzustellen, denn die beiden letzteren erhalten immer größere Massen als der Schaft. Kleinere Säulen, bei denen es auf eine besondere Fuß- und Kopfausbildung nicht ankommt, können in einem Stück gegossen werden. Mit Rücksicht auf einen gleichmäßigen Guß sind die Säulen möglichst stehend zu gießen; bei liegend gegossenen Säulen ist auf alle Fälle eine Prüfung der Wandstärken an verschiedenen Stellen zu empfehlen.

1. **Konstruktion und Berechnung gußeiserner Säulenschäfte.** Wie schon erwähnt, soll der Säulenschaft mit möglichst gleichen Wandstärken ausgebildet werden. Die mit Rücksicht auf die Knicksicherheit nötige größere Widerstandsfähigkeit nach der Mitte zu kann durch Erweiterung des Säulenschaftes unter Beibehaltung der Wandstärke

erzielt werden. Die gebräuchlichste Wandstärke des Schaftes schwankt je nach der Größe der Säule bei ringförmigem Querschnitt zwischen 1 und 3,5 cm und bei quadratischem oder rechteckigem Querschnitt zwischen 1 und 3 cm. Die Berechnung des Säulenschaftes hat nach § 10,1 und § 19,3 auf Druck und Knickung zu erfolgen; man bestimmt zunächst die für den Druck erforderliche Querschnittsfläche und sucht diese so anzuordnen, daß das für die Knicksicherheit erforderliche $J_{\min}$ vorhanden ist. Reicht hierzu die Größe des Druckquerschnitts nicht aus, so muß man das entsprechende Material zugeben.

Abb. 268. Kreisringförmiger Säulenschaft.



Für einen kreisringförmigen Säulenschaft von der Länge l, der eine Kraft P zu tragen hat, ist eine Querschnittsfläche erforderlich von $F = \frac{P}{k}$. Ist die Wandstärke des Schaftes $= \delta$, der mittlere Radius $= r'$ (Abb. 268) und setzt man das Trägheitsmoment eines Kreisringes sehr angenähert gleich $r'^3 \cdot \delta \cdot \pi$, so muß sein:

$$2 r' \cdot \pi \cdot \delta = F \quad \text{und} \quad r'^3 \cdot \delta \cdot \pi \geqq J_{\min}.$$

Es könnte nun δ gewählt und nach der 1. Gleichung r' berechnet werden; diese Werte r' und δ müßten dann auch der zweiten Gleichung genügen. Ist dies nicht der Fall, so kann innerhalb der zulässigen Grenzen δ kleiner und ein entsprechend größeres r' gewählt werden, was eine Vergrößerung des Trägheitsmomentes zur Folge hat. Sollte auch mit dem kleinsten praktisch zulässigen δ das erforderliche $J_{\min}$ mit der für den Druck nötigen Querschnittsfläche nicht erreicht werden, so ist zu diesem Druckquerschnitt noch das zur Erzielung des Trägheitsmomentes nötige Material hinzuzufügen. Selbstredend wird man hierbei den Radius r' und nicht unnötig δ vergrößern. Nach diesem Verfahren würde also die Lösung der Aufgabe durch probieren gefunden werden.

Einfacher ist es, die zusammen gehörigen Werte δ und r' unmittelbar durch Rechnung aus den beiden vorhandenen Gleichungen folgendermaßen zu ermitteln:

$$2 r' \cdot \pi \cdot \delta = F = \frac{P}{k} \quad \text{und} \quad r'^3 \cdot \delta \cdot \pi = J_{\min}.$$

Wird der Wert für δ aus der ersten Gleichung in die zweite eingesetzt, so ergibt sich

$$\frac{r'^2 \cdot F}{2} = J_{\min} \quad \text{oder} \quad r' = \sqrt{\frac{2 \cdot J_{\min}}{F}} \tag{50}$$

und nach der ersten Gleichung

$$\delta = \frac{F}{2 r' \cdot \pi}. \tag{51}$$

Beispiel: Ein kreisringförmiger, gußeiserner Schaft einer Pendelstütze (oben und unten Gelenke) von 3,0 m Länge hat eine Last von 50 Tonnen zu tragen. Erforderlich sind: $F_{\text{qcm}} = \frac{P}{k}$ und $J_{\min} = 8 P \cdot l^2$, wo P in t, k in t/qcm, l in m einzusetzen sind.

Nach Gleichung 50 ist $r' = \sqrt{\frac{2 \cdot 8 \cdot P \cdot l^2}{F}} = 4\, l \cdot \sqrt{\frac{P}{F}} = 4\, l \cdot \sqrt{k}$ und nach Gleichung 51

$$\delta = \frac{F}{2 r' \cdot \pi} = \frac{P}{2 r' \cdot \pi \cdot k}.$$

Für $P = 50$ t, $l = 3$ m und $k = 0{,}5$ t/qcm ergibt sich $r' = 4\, l \cdot \sqrt{\tfrac{1}{2}} = 2\, l \cdot \sqrt{2} = 8{,}48$ cm $=$ rund 8,5 cm.

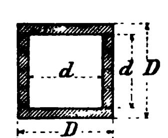
$$\delta = \frac{P}{2 r' \cdot \pi \cdot k} = \frac{50}{2 \cdot 8{,}5 \cdot \pi \cdot 0{,}5} = 1{,}86 \text{ cm}.$$

Es könnte also eine Säule mit einer Wandstärke $\delta = 1{,}9$ bis 2,0 cm und einem mittlerem Durchmesser $d_m = 17$ cm gewählt werden. Für einen Querschnitt $\delta = 2$ cm

und $d_m = 17$ cm wäre z. B. der äußere Durchmesser $D = d_m + \delta = 19$ cm, $F = 106{,}8$ qcm und $J = 3910$ cm^4; erforderlich sind $F = \frac{P}{k} = \frac{50}{0{,}5} = 100$ qcm, $J = 8\,P \cdot l^2 = 8 \cdot 50 \cdot 9 = 3600$ cm^4.

Für einen quadratischen Säulenschaft ist die Berechnung analog vorzunehmen. Man kann entweder D und d (Abb. 269) bestimmen durch die Gleichungen:

Abb. 269. Quadratischer Säulenschaft.



$$D^2 - d^2 = F = \frac{P}{k} \quad \text{und} \quad \frac{D^4 - d^4}{12} = J_{min}.$$

Es ist nun $\frac{D^4 - d^4}{12} = \frac{(D^2 + d^2) \cdot (D^2 - d^2)}{12} = (D^2 + d^2) \cdot \frac{F}{12}$.

Die beiden Gleichungen lauten also:

$$D^2 - d^2 = F = \frac{P}{k} \quad \text{und} \quad D^2 + d^2 = \frac{12 \cdot J_{min}}{F}. \tag{52}$$

Für eine Pendelstütze mit $P = 50$ t, $l = 3{,}00$ m, $k = 0{,}5$ t/qcm und $J_{min} = 8\,P \cdot l^2$ wird

$$D^2 - d^2 = \frac{50}{0{,}5} = 100 \text{ qcm},$$

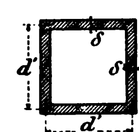
$$D^2 + d^2 = \frac{12 \cdot 8 \cdot P \cdot l^2}{F} = 96 \cdot k \cdot l^2 = 96 \cdot 0{,}5 \cdot 9 = 432 \text{ qcm}.$$

Durch Addition der beiden Gleichungen ergibt sich: $2\,D^2 = 532$ qcm, $D = \sqrt{266} = 16{,}3$ cm, und aus der ersten Gleichung $d^2 = D^2 - 100 = 266 - 100$ oder $d = \sqrt{166} = 12{,}9$ cm.

Man könnte also $D = 16{,}4$ und $d = 13$ cm wählen; die Wandstärke wäre dann

$$\delta = \frac{16{,}4 - 13}{2} = 1{,}7 \text{ cm}.$$

Abb. 270. Quadratischer Säulenschaft.



Die Berechnung ließe sich auch direkt nach δ und der mittleren Breite d' vornehmen (Abb. 270).

Hierbei ist: $F = 4\,d' \cdot \delta$ und sehr angenähert

$$J = 2\,d' \cdot \delta \cdot \left(\frac{d'}{2}\right)^2 + \frac{2\,\delta \cdot d'^3}{12} = \frac{d'^3 \cdot \delta}{2} + \frac{d'^3 \cdot \delta}{6} = \tfrac{2}{3}\,d'^3 \cdot \delta.$$

Setzt man aus der ersten Gleichung den Wert $d' \cdot \delta = \frac{F}{4}$ in die zweite Gleichung ein, so wird $J = \frac{2}{3} \cdot d'^2 \cdot \frac{F}{4} = \frac{F}{6} \cdot d'^2$, also

$$d' = \sqrt{\frac{6\,J}{F}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{F}{4 \cdot d'}. \tag{53}$$

Für obiges Beispiel war $J = 8 \cdot 50 \cdot 3^2 = 3600$ cm^4 und $F = \frac{50}{0{,}5} = 100$ qcm; nach den Gleichungen 53 muß also sein $d' = \sqrt{\frac{6 \cdot 3600}{100}} = 6\sqrt{6} = 14{,}7$ cm und $\delta = \frac{100}{4 \cdot 14{,}7} = 1{,}7$ cm.

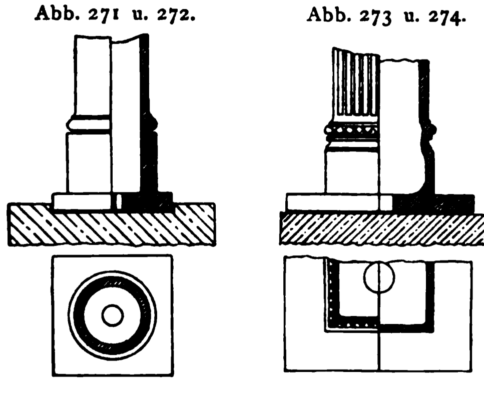
Hiernach wird die äußere Stärke $D = d' + \delta = 14{,}7 + 1{,}7 = 16{,}4$ cm, die lichte Weite $d = d' - \delta' = 14{,}7 - 1{,}7 = 13$ cm. Es haben sich mithin nach dieser Rechnung die gleichen Werte ergeben wie oben.

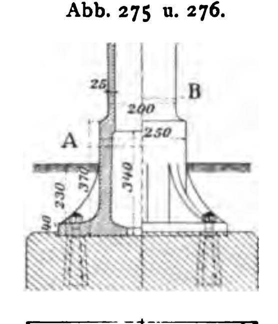
2. Fußausbildung gußeiserner Säulen. Der Säulenfuß hat den Zweck, der Säule ein entsprechendes Lager zu geben, die Säulenlast auf eine größere Auflagerfläche zu

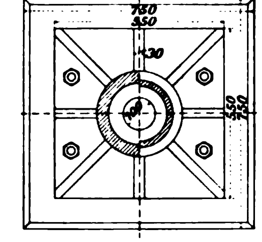
verteilen und eine eventuell nötige Verankerung zu ermöglichen. Die Ausbildung des Säulenfußes kann auf verschiedene Art geschehen. Bei kleineren Säulen wird der Fuß oft direkt an den Schaft angegossen (Abb. 271 bis 278).

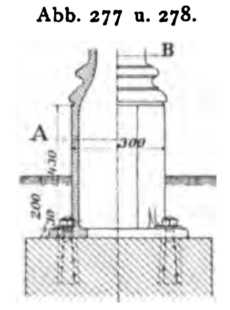
Abb. 271 bis 278. Ausbildung des Säulenfußes bei kleineren Säulen.

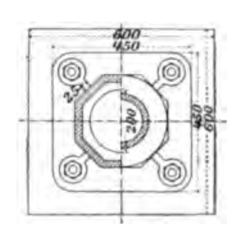
Abb. 271 u. 272. Abb. 273 u. 274. Abb. 275 u. 276. Abb. 277 u. 278.







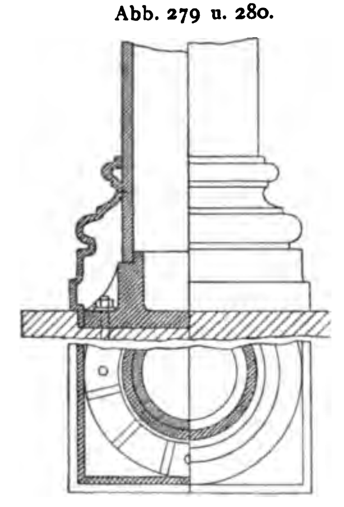


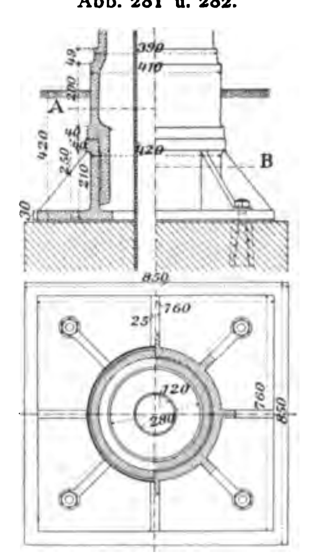


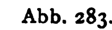
Bei größeren Säulenkonstruktionen empfiehlt sich jedoch, zwecks Vermeidung ungünstiger Gußspannungen durch ungleiche Massen, eine getrennte Ausbildung des Fußes (Abb. 279 bis 283).

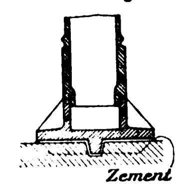
Abb. 279 bis 283. Ausbildung des Säulenfußes bei größeren Säulenkonstruktionen.

Abb. 279 u. 280. Abb. 281 u. 282. Abb. 283.





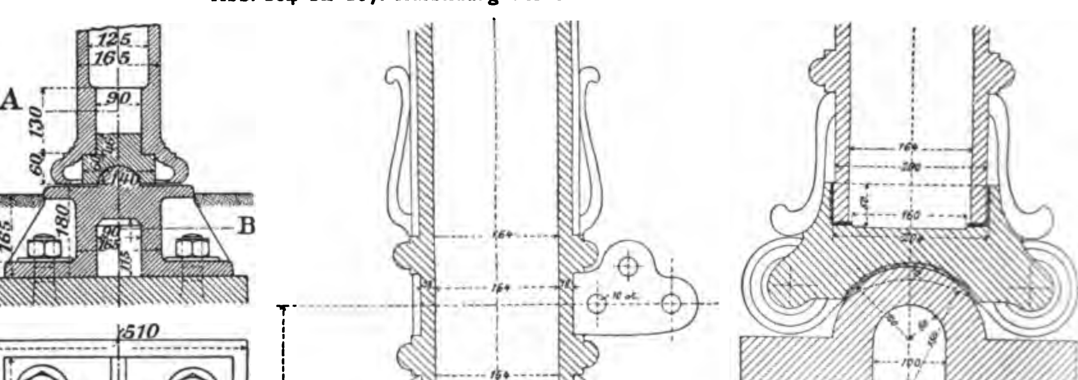


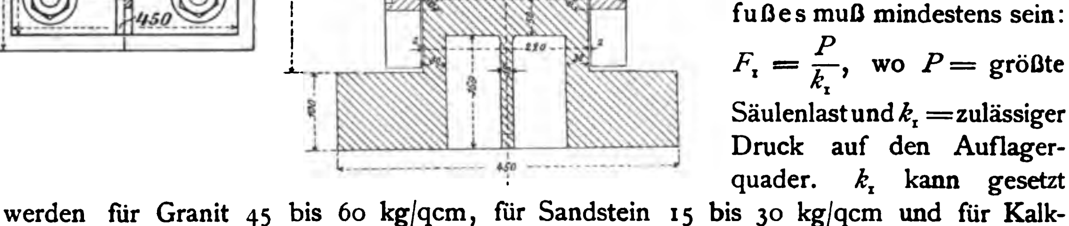


Eine Ausbildung des Säulenfußes als besonderes Stück ist unerläßlich, wenn der Schaft gelenkig auf dem Fuß aufsitzen, also eine Pendelstütze hergestellt werden soll. Die Gelenke können hierbei als Kugel- oder Zylindergelenke ausgebildet werden (Abb. 284 bis 287).

Die Auflagerfläche des Säulenfußes ist so zu bemessen, daß der größte Druck auf die Unterlage den für das betreffende Material zulässigen Wert nicht überschreitet. Es wird sich hierbei immer empfehlen, den Säulenfuß nicht direkt auf Mauerwerk, sondern zunächst auf einen Auflagerquader aufzusetzen, durch den der Druck auf eine größere Fläche des darunter liegenden Mauerwerks verteilt wird. Um eine möglichst gleichmäßige Druckübertragung auf den Auflagerquader zu erzielen, wird der Säulenfuß mit Zementmörtel untergossen.

Abb. 284 bis 287. Ausbildung des Säulenfußes bei Pendelstützen.





Die Größe der Auflagerfläche des Säulenfußes muß mindestens sein: $F_1 = \frac{P}{k_1}$, wo $P =$ größte Säulenlast und $k_1 =$ zulässiger Druck auf den Auflagerquader. k_1 kann gesetzt werden für Granit 45 bis 60 kg/qcm, für Sandstein 15 bis 30 kg/qcm und für Kalkstein 20 bis 25 kg/qcm. Will man statt des Auflagerquaders Klinkermauerwerk in Zementmörtel oder Stampfbeton verwenden, so darf die Beanspruchung für Klinkermauerwerk 12 bis 20 kg/qcm, für Beton 20 bis 40 kg/qcm je nach der Güte des Materials betragen.

Die Größe des Auflagerquaders richtet sich nach der zulässigen Beanspruchung des darunterliegenden Mauerwerks oder Erdreichs, und zwar muß die Größe seiner Auflagerfläche mindestens sein: $F_2 = \frac{P}{k_2}$, wenn k_2 die betreffende zulässige Beanspruchung des Mauerwerks oder Erdreichs ist. Für gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel kann $k_2 = 7$ bis 8 kg/qcm, für guten Baugrund 2,5 bis 5 kg/qcm gesetzt werden.

Die Abmessungen der einzelnen Teile des Säulenfußes selbst, die Stärke der Platte, Rippen usw. sind so zu bemessen, daß an keiner Stelle die zulässige Beanspruchung des Gußmaterials überschritten wird. Für Gußeisen ist die zulässige Zugbeanspruchung $k_z = 250$ kg/qcm, die zulässige Druckbeanspruchung $k_d = 500$ kg/qcm. Bei Beanspruchung auf Biegung ist k_z als der geringere Wert maßgebend. Die Berechnung der Säulenfüße kann ähnlich erfolgen wie die der Ankerplatten; es soll hierauf nicht näher eingegangen werden, da die Normalmaße der Gießereien für die meisten Fälle ausreichend sind. Im übrigen sei auf die diesbezügliche Rechnungsweise in FÖRSTER, »Die Eisenkonstruktion der Ingenieurhochbauten«, Kapitel V, III. Auflage, 1906, verwiesen.

Eine besondere Vorkehrung gegen Verschiebung des Säulenfußes ist in der Regel nicht nötig, denn in den meisten Fällen genügt schon die Reibung zwischen Fuß und Auflagerquader, um eine unverschiebliche Lage zu sichern. Ist jedoch mit Rücksicht auf leichte Erschütterungen u. dgl. eine Verschiebung nicht ausgeschlossen, so kann einer solchen leicht durch eine entsprechende Befestigung des Säulenfußes mit dem Auflagerquader entgegengewirkt werden; z. B. durch Versenken des Fußes in den

Auflagerstein (vgl. Abb. 275 u. 279, S. 363), durch unten angegossene Rippen, die in entsprechenden Rinnen des Steines festliegen (Abb. 283) oder auch durch Steinschrauben (Abb. 275, 277 u. 281). Einem eventuell möglichen Abheben der Säule von ihrem Auflager muß durch entsprechende Verankerung entgegengewirkt werden.

3. **Kopfausbildung gußeiserner Säulen.** Der Säulenkopf hat die Verbindung der Säule mit den zu stützenden und zu tragenden Konstruktionsteilen zu vermitteln; die Ausbildung muß dementsprechend geschehen und soll außerdem eine möglichst zentrische Belastung gewährleisten. Die Auflagerung der Träger ist deshalb so vorzunehmen, daß größere exzentrische Kraftübertragungen infolge von Durchbiegungen und ungleichmäßigen Belastungen der Träger nach Möglichkeit ausgeschlossen sind. Was die Ausbildung der Säulenköpfe anbelangt, so ist hierbei, wie bei den Säulenfüßen, ein direkter Anguß an den Schaft nur bei kleineren Säulen zulässig, während bei größeren Konstruktionen eine besondere getrennte Ausbildung vorzuziehen ist. Die Abbildungen

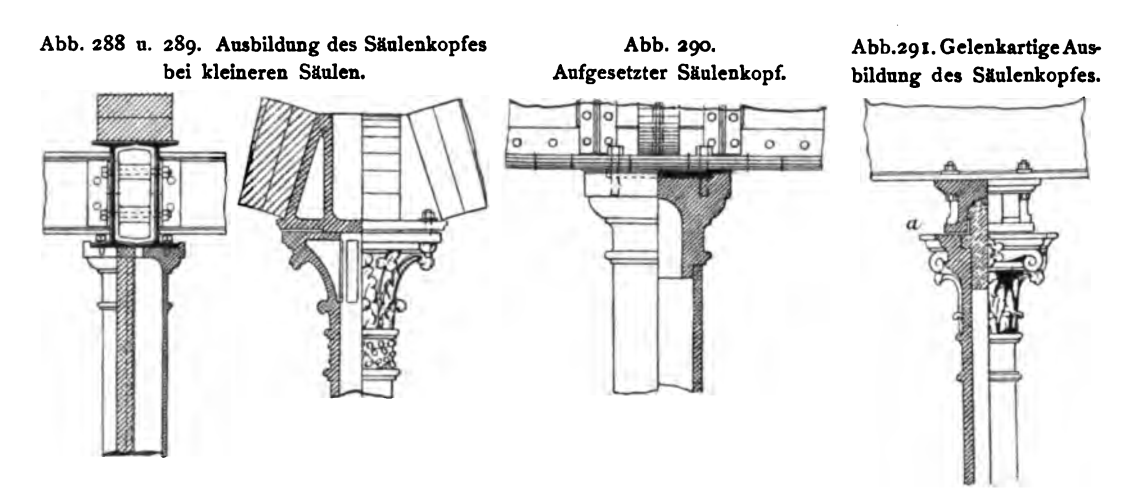


Abb. 288 u. 289. Ausbildung des Säulenkopfes bei kleineren Säulen.

Abb. 290. Aufgesetzter Säulenkopf.

Abb. 291. Gelenkartige Ausbildung des Säulenkopfes.

288 u. 289 stellen Säulenköpfe dar, die direkt an den Schaft angegossen sind. In Abb. 289 ist auf den Säulenkopf ein besonderes Gußstück aufgelegt, an das sich Gurtbogen abstützen. Zur Erzielung einer möglichst zentrischen Säulenbelastung liegt das Gußstück nur auf dem mittleren Teile auf. Abb. 290 zeigt einen aufgesetzten Säulenkopf, bei dem unter dem gestützten Träger eine Auflagerplatte verlegt ist, die so stark sein muß, daß eine Auflagerung auf den Rand des Säulenkopfes auch beim Durchbiegen des Trägers nicht möglich ist. Eine nach oben konvexe Form dieser Unterlagsplatte würde für die zentrische Säulenbelastung sehr zweckdienlich sein.

Die beste Lösung für die Säulenköpfe ergibt, wie bei den Säulenfüßen, die gelenkartige Ausbildung. Solche Anordnungen sind in Abb. 291 bis 301 gegeben. Hierbei sind an besondere Gußstücke, die auf den Säulenköpfen aufsitzen, oben kugelförmige oder zylindrische Flächen angearbeitet.

Auf diesen konvexen Flächen sitzen entsprechend ausgebildete Lagerstühle mit konkaven Gelenkflächen auf.

Die drei Gesamtabbildungen von Pendelsäulen (Abb. 292 bis 301) stellen gute, einwandfreie Konstruktionen dieser Art dar. Die architektonische Verzierung der Säule nach Abb. 293 bis 296 ist durch besondere Umhüllung des Säulenfußes und Verkleidung des Säulenkopfes erzielt, während die einfachen Architekturformen in Abb. 297 bis 301 direkt an die einzelnen Teile der Säule angegossen sind. In allen drei Anordnungen sind Gelenkstücke als besondere Konstruktionsteile zwischen Schaft und Kopf

bzw. zwischen Schaft und Fuß eingeschaltet. Durch die Trennung dieser Gelenkteile von den einzelnen Hauptteilen der Säulen wird die Gußarbeit einfacher und besser, sowie das Gewicht der einzelnen Teile geringer. Ferner hat diese Trennung noch den Vorteil,

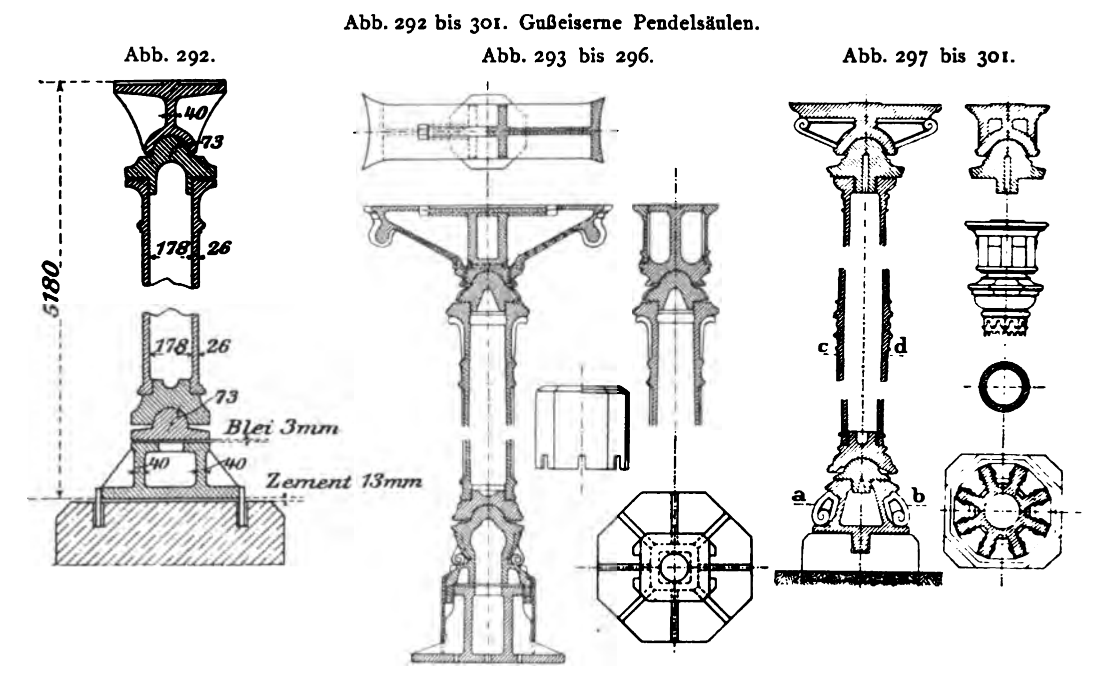


Abb. 292 bis 301. Gußeiserne Pendelsäulen.

Abb. 292. Abb. 293 bis 296. Abb. 297 bis 301.

daß etwaige Höhendifferenzen oder nachträgliche Setzungen durch Einlegen von Blechen oder sonstiger Futterstücken ausgeglichen werden können. Besonders die Anordnung nach Abb. 293 ist hierzu gut geeignet und würde auch durch ihre Verkleidung des Fußes eine solche Unterfütterung von außen unsichtbar machen.

Es ist Raummangels wegen nicht möglich, an dieser Stelle noch weiter auf die verschiedenen Fälle und Möglichkeiten in der Ausbildung gußeiserner Säulen einzugehen, und es mögen deshalb die vorstehend gegebenen allgemeinen Gesichtspunkte und Besprechungen der wichtigsten Haupttypen genügen.

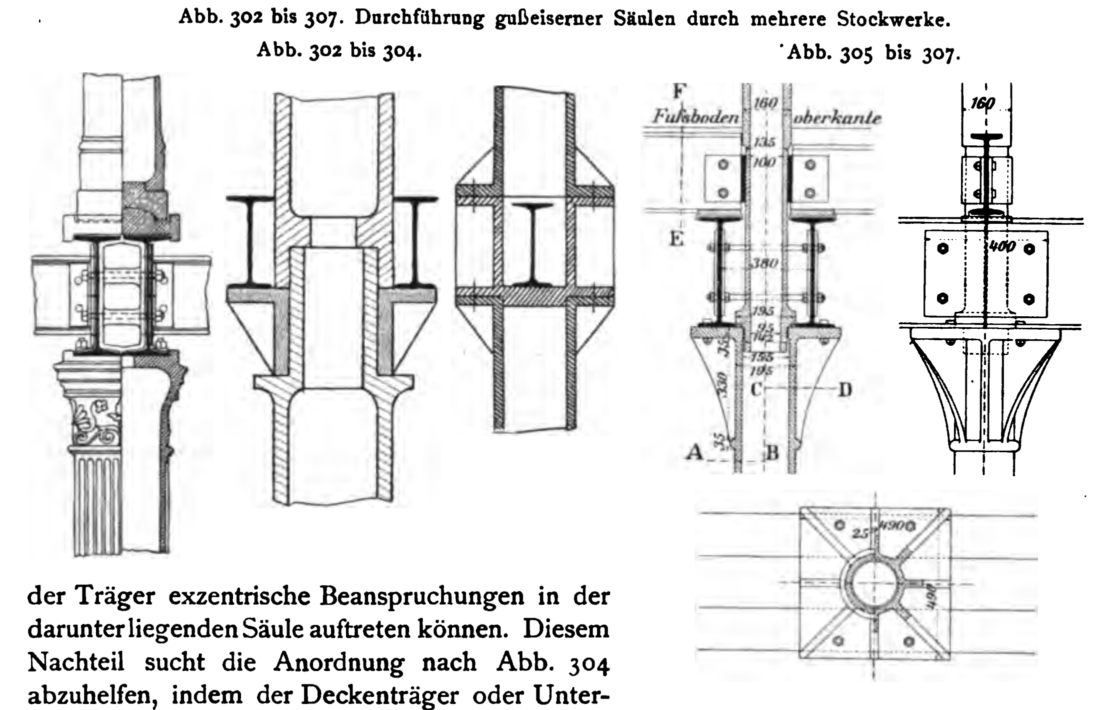
4. Durchführung gußeiserner Säulen durch mehrere Stockwerke. Wenn Säulen durch mehrere Stockwerke hindurchgehen sollen, so sind hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung der Stöße in Höhe der trennenden Decken verschiedene Möglichkeiten vorhanden. Für alle Anordnungen ist zu beachten, daß die in den verschiedenen Stockwerken übereinander liegenden Säulen genau zentrisch übereinander sitzen, die Übertragung der Kräfte in die darunter liegenden Säulen eine sichere und klare ist und daß für die praktische Ausführung sowie die Herstellung der erforderlichen Gußstücke keine großen Schwierigkeiten entstehen.

Im übrigen wird es am zweckmäßigsten sein, die Säulen der verschiedenen Stockwerke unabhängig voneinander auszubilden, normale Kopf- und Fußkonstruktionen für die einzelnen Säulen zu wählen und die oberen Säulen auf die über die unteren hinweg laufenden Deckenträger aufzusetzen. Selbstverständlich muß hierbei auf eine entsprechende Auswahl und Lage der Trägerprofile sowie auf eine gute Aussteifung derselben Rücksicht genommen werden. Zwecks Erzielung einer gleichmäßigen, klaren Kraftübertragung empfiehlt es sich, an geeigneten Stellen Unterlagen aus Blei oder Kupfer einzulegen. Abb. 302 stellt eine Anordnung dar, bei der die übereinander liegenden Säulen unabhängig voneinander ausgebildet sind.

Sehr oft finden zur Durchführung der Säulen durch die Decken besondere Gußstücke Verwendung, welche die Auflagerung der oberen Säulen und der Deckenträger vermitteln. So zeigt z. B. Abb. 303 eine Konstruktion, bei der die Deckenträger auf Konsolen des betreffenden Gußstücks aufliegen. Mit dieser konsolartigen Auflagerung der Deckenträger ist der Nachteil verbunden, daß eventuell durch ungleiche Auflagerdrücke

Abb. 302 bis 307. Durchführung gußeiserner Säulen durch mehrere Stockwerke.

Abb. 302 bis 304. Abb. 305 bis 307.



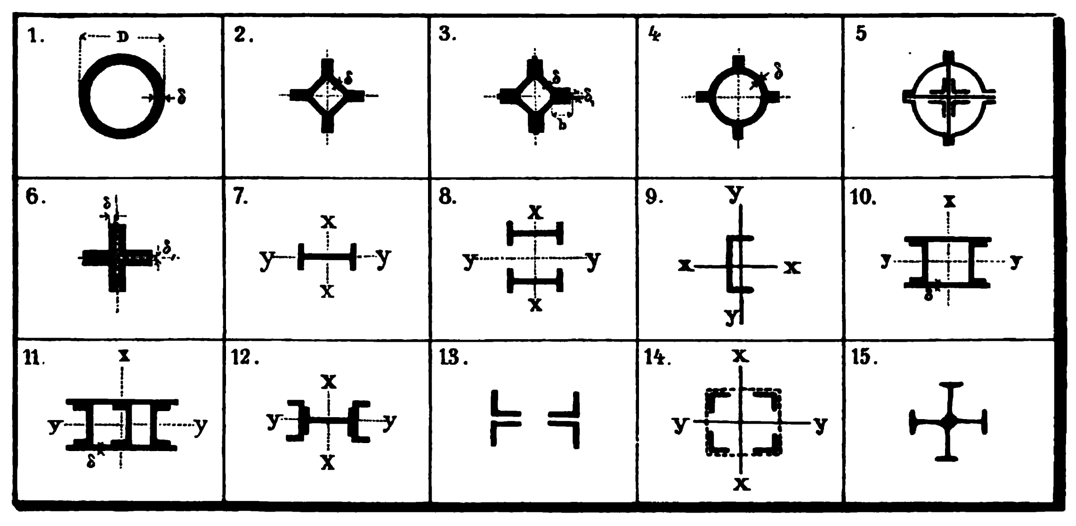
der Träger exzentrische Beanspruchungen in der darunterliegenden Säule auftreten können. Diesem Nachteil sucht die Anordnung nach Abb. 304 abzuhelfen, indem der Deckenträger oder Unterzug durch das hier angeordnete Zwischenstück hindurchgeht und in der Achse der Säule aufliegt.

Oft findet man auch Anordnungen, bei denen die übereinander liegenden Säulen direkt aufeinander abgestützt sind und die Deckenträger auf konsolartige Verbreiterung der unteren Säule aufsitzen (Abb. 305 bis 307). Wenn das Prinzip dieser Anordnung nicht allzu große Anforderungen an die Gußarbeit stellt und die Erzielung eines gleichmäßigen, guten Gusses hierdurch nicht erschwert wird, könnte hiervon Gebrauch gemacht werden; doch ist auch hier der Nachteil einer eventuell exzentrischen Säulenbeanspruchung durch ungleiche Auflagerdrücke der Träger mit in den Kauf zu nehmen.

§ 21. Schmiedeeiserne Säulen. Die Ausbildung der schmiedeeisernen Säulen ist durch die verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten eine sehr mannigfaltige. Die Säulenschäfte werden fast durchweg aus Profileisen mit oder ohne Verwendung von Blechen und Flacheisen hergestellt. Auch kreisringförmige Querschnitte aus geschweißten Rohren kommen bisweilen vor. Die Säulenköpfe und Säulenfüße können auch hier, wie bei den gußeisernen Säulen, an den Schaft direkt angefügt oder auch als besondere Konstruktionsteile ausgebildet werden. Bei der letzten Art kann die Verbindung des Schaftes mit Kopf und Fuß steif oder gelenkig geschehen; bei einer solchen gelenkigen Anordnung spricht man wieder von Pendelstützen. Die verschiedenen charakteristischsten Formen für Querschnitte, Köpfe und Füße schmiedeeiserner Säulen sollen im folgendem kurz besprochen werden.

1. **Konstruktion und Berechnung der schmiedeeisernen Säulenschäfte.** Die wichtigsten und gebräuchlichsten Säulenquerschnitte sind in Abb. 308 bis 322 zusammengestellt. Querschnitt 1 stellt die Kreisringform aus einem geschweißtem Rohr

Abb. 308 bis 322. Säulenquerschnitte.



dar; die Herstellung dieses Querschnitts ist einfach und die Form günstig mit Rücksicht auf die Knicksicherheit bei zentrischer Belastung. Solche zu Säulenschäfte verwendete Rohre werden bis zu 40 bis 50 cm Durchmesser und 20 mm Wandstärke hergestellt. Mit Rücksicht auf eine möglichst vollkommene Materialausnutzung wird man Wandstärke und Durchmesser so wählen, daß die für den Druck erforderliche Querschnittsfläche auch das für die Knicksicherheit nötige Trägheitsmoment abgibt. Die Berechnung in dieser Hinsicht ist ganz analog derjenigen bei gußeisernen kreisringförmigen Querschnitten. Nach § 20, 1 (Gleichung 50 u. 51) muß also sein:

$$r' = \sqrt{\frac{2\,J_{\min}}{F}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{F}{2\,r' \cdot \pi},$$

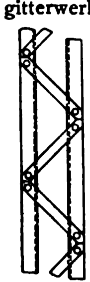
wobei $F = \frac{P}{k}$ und $J_{\min}$ das für die Knicksicherheit schmiedeeiserner Säulen erforderliche Trägheitsmoment bedeutet; z. B. für den Knickfall 2 (Pendelsäule) $J_{\min} = 2{,}5\ P_t \cdot l_m^2$. Die zulässige Beanspruchung k für Schmiedeeisen kann 1000 kg/qcm = 1 t/qcm angenommen werden.

Die Querschnitte 2 und 3 der Zusammenstellung sind aus besonderen Profileisen (Trapezeisen) hergestellt; bei dem letzteren dieser Querschnitte sind zur Verstärkung noch Flacheisen zwischen die Flansche der Trapezeisen gelegt. An Stelle der Flacheisen können an dem oberen und unteren Ende des Schaftes Bleche gelegt werden, die zur Ausbildung von Kopf und Fuß sehr zweckmäßig sind.

Der Säulenquerschnitt 4 ist aus Quadranteisen, der Querschnitt 5 aus Quadranteisen mit verstärkenden Blechen und Winkeleisen zusammengesetzt. Die folgenden Querschnitte der Zusammenstellung sind aus L-, ⊏- und I-Eisen gebildet. Die Querschnitte 10 und 11 haben noch aufgelegte Bleche erhalten. Bei Querschnitt 12 könnten an Stelle des verbindenden I-Profils zwei ⊏-Eisen verwendet werden, was in den meisten Fällen, infolge der breiteren Flansche derselben, für die Vernietung günstiger ist. Vgl. Abb. 194 bis 196, welche die Stoßausbildung einer solchen schmiedeeisernen Säule darstellt.

Die Verbindung der L-Eisen des Querschnitts 13 kann durch ein volles Blech oder durch Flacheisengitterwerk geschehen. Das gleiche gilt auch für den Querschnitt 14. Querschnitt 15 der Zusammenstellung ist amerikanischen Ursprungs und wird aus zwei I-Profilen gebildet, deren Stege in kaltem Zustand rechtwinklig gebogen sind; der Radius der Biegungsstelle ist gewöhnlich 5 bis 6 cm. Die Verbindung der beiden gebogenen Profile zu einem Querschnitt erfolgt unter Zwischenlegung eines Ausfülleisens, das den Radien der Verbiegungen entsprechend bearbeitet ist; sehr oft wird als Zwischeneisen ein kleines I-Profil gewählt.

Abb. 323. Säule aus 2 ⊏-Eisen mit Flacheisengitterwerk.



Zu den in der Zusammenstellung gegebenen Querschnittsformen ist noch allgemein zu bemerken, daß bei den geschlossenen röhren- und kastenförmigen Querschnitten die Wandungen im Innern nicht zugänglich sind und der für das Eisen zum Schutz gegen Rost so notwendige Anstrich nicht erneuert werden kann. Diesem Nachteil sucht man durch einen vorzüglichen Anstrich vor dem Zusammennieten und durch Verhinderung des Eintritts von Feuchtigkeit in das Innere nach Möglichkeit entgegenzuwirken. Mit Rücksicht auf diese Unzugänglichkeit der inneren Wandungsflächen geschlossener Säulen sind die offenen Querschnitte den geschlossenen vorzuziehen. Die Querschnitte 10 und 11 der Zusammenstellung können zu offenen Querschnitten umgebildet werden, wenn an Stelle der vollen aufgenieteten Bleche Flacheisengitterwerk angeordnet wird (Abb. 323); selbstredend geht hierbei die Mitwirkung der Bleche bei der Lasttragung verloren, während der Zweck der Verbindung der Profile zu einem gemeinsam wirkenden Querschnitt vollkommen erreicht wird.

Die **Berechnung der Querschnitte** erfolgt für zentrische Belastung wieder auf Druck und Knicksicherheit nach den früher gegebenen Gesetzen. Bezüglich der Ermittelung der Trägheitsmomente der verschiedenen Querschnittsformen wird auf § 11 verwiesen. Bei zusammengesetzten Querschnitten läßt sich durch entsprechende Wahl der Profile und deren Abstände voneinander fast immer der günstige Fall erzielen, daß die für die Druckübertragung nötige Querschnittsfläche auch für die Knicksicherheit genügt.

Abb. 324 u. 325. Beispiel für die Berechnung eines Säulenschaftes.



Beispiel. Eine Pendelsäule von 4 m freier Knicklänge hat eine Last von 45 t zu tragen; der Säulenschaft soll aus 2 ⊏-Eisen gebildet werden, die in den für die Knicksicherheit erforderlichen Abständen durch Versteifungsbleche zu einem gemeinsam wirkenden Querschnitt zu verbinden sind. Der Querschnitt des Schaftes und der Abstand der Versteifungsbleche sind zu berechnen. Die erforderliche Querschnittsfläche ist bei $k = 1000$ kg/qcm

$$F = \frac{P}{k} = \frac{45\,000}{1000} = 45 \text{ qcm.}$$

Bei Annahme gelenkiger Endbefestigungen ist das für eine 5fache Knicksicherheit nötige kleinste Trägheitsmoment

$$J_{min} = 2{,}5 \cdot P_t \cdot l_m^2 = 2{,}5 \cdot 45 \cdot 4^2 = 1800 \text{ cm}^4.$$

Es können 2 ⊏-Eisen N.P. 16 gewählt werden, für die $F = 2 \cdot 24 = 48$ qcm und bei Anordnung des Querschnitts nach Abb. 324 u. 325

$$J_1 = 2 \cdot J_x = 2 \cdot 925 = 1850 \text{ cm}^4 \text{ ist.}$$

Wenn das Trägheitsmoment J_2 gerade so groß sein soll wie J_1, so muß nach der Profiltabelle (s. »Hütte« usw.) der lichte Abstand der beiden Profile $i = 8{,}15$ cm gewählt werden. In diesem Fall ist nach allen Seiten gleiche Sicherheit

gegen Ausknicken vorhanden. Zur eventuellen rechnerischen Ermittlung des Abstandes i kann auf § 11 verwiesen werden.

Der Abstand der Verbindungsbleche (Versteifungsbleche) ist so zu berechnen, daß innerhalb dieses Abstandes die einzelnen [-Eisen für sich knicksicher sind. Jedes Profil mit einem J'_{min} von 81,5 cm⁴ hat bei Annahme gleicher Lastverteilung 22,5 t zu tragen; zur Erfüllung einer 5fachen Knicksicherheit muß also sein

$$J'_{min} = 2{,}5 \cdot 22{,}5 \cdot c^2,$$

wobei c der Abstand der Verbindungsbleche in m bedeutet. Hieraus folgt:

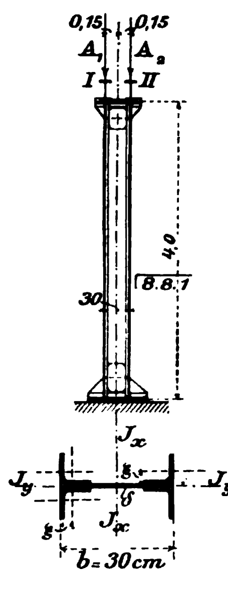
$$c = \sqrt{\frac{J'_{min}}{2{,}5 \cdot 22{,}5}} = \sqrt{\frac{81{,}5}{2{,}5 \cdot 22{,}5}} = 1{,}20 \text{ m}.$$

Da der Säulenschaft eine Länge von 4,0 m besitzt, seien Verbindungsbleche im Abstand von je 1 m gewählt.

Werden schmiedeeiserne Säulen exzentrisch belastet, so ist die Berechnung für die Achsialkraft P und das durch die Exzentrizität erzeugte Moment M vorzunehmen. Die Spannungsermittlungen haben nach § 10, 4 (zusammengesetzte Festigkeit) zu erfolgen. Außer der Dimensionierung nach dieser zusammengesetzten Festigkeit ist noch die seitliche Knicksicherheit nachzuweisen, wobei wieder je nach den Endbefestigungen die verschiedenen Knickfälle zu berücksichtigen sind. Die anzuwendenden Knickformeln für Schmiedeeisen sind unter § 19, 3 angegeben.

Eine ganz ähnliche Berechnung ergibt sich für diejenigen Säulen, die neben lotrechten Kräften noch horizontale aufzunehmen haben. Ein solcher Belastungsfall liegt z. B. vor, wenn eine freistehende Säule das feste Auflager eines Dachbinders zu tragen hat und demgemäß die horizontalen Windkräfte neben der lotrechten Belastung aufnehmen muß. Selbstredend darf dann die Säule nicht gelenkig konstruiert werden, sondern muß eine steife, biegungsfähige Fuß- und Kopfausbildung erhalten. Der Hauptunterschied zwischen einer derartig belasteten und einer exzentrisch, lotrecht belasteten Säule liegt darin, daß die Biegungsmomente M bei der ersteren nach unten zunehmen, während diese bei der letzteren für die verschiedenen Querschnitte der Säule konstant bleiben.

Abb. 326 u. 327. Beispiel einer exzentrisch belasteten Säule.



1. Beispiel. Eine Säule von 4 m Höhe hat die Auflagerdrücke zweier ungleich belasteter Unterzüge aufzunehmen (Abb. 326 u. 327). Der Auflagerdruck des Trägers I sei $A_1 = 26$ t, derjenige des Trägers II: $A_2 = 16$ t; der Säulenschaft ist zu berechnen. Die Säule hat eine Gesamtlast zu tragen:

$$P = A_1 + A_2 = 26 + 16 = 42 \text{ t}.$$

Durch die ungleiche Belastung kommt ein Moment hinzu:

$$M = (A_2 - A_1) \cdot e = (26 - 16) \cdot 0{,}15 = 1{,}5 \text{ t/m}.$$

Ist F die Querschnittsfläche des Schaftes in qcm und W das Widerstandsmoment für die zur Kraftebene senkrecht stehende Achse, so ist nach § 10, 4

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \lesseqgtr k.$$

Nach dieser Bedingung ist der Schaftquerschnitt zu dimensionieren; doch ist bei dessen Ausbildung noch die seitliche Knicksicherheit in Rücksicht zu ziehen. Wird der Querschnitt aus vier L-Eisen, die durch ein Blech miteinander verbunden sind, hergestellt,

so ist es zweckmäßig, zunächst mit Rücksicht auf das für die Knicksicherheit erforderliche J_y die Profile der L-Eisen zu wählen, da man der anderen Bedingung

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \lesseqgtr k$$

leicht durch entsprechende Breite des Bleches (Höbe des Querschnitts) gerecht werden kann.

Für die Untersuchung auf Knickgefahr liegt der Knickfall 3 vor, da die Säule unten eingespannt und oben durch die Träger gelenkartig gehalten ist. Man muß also mit der Knickformel $J_{min} \geqq \frac{2,5}{2} \cdot P_t \cdot l_m^2$ rechnen. Zugunsten der Sicherheit wäre es eventuell empfehlenswert, auch unten eine gelenkige Auflagerung anzunehmen und demgemäß mit einem erforderlichen $J_{min} = 2,5 \cdot P_t \cdot l_m^2$ zu rechnen. Unter Voraussetzung von Knickfall 3 wäre demnach ein $J_y = \frac{2,5}{2} \cdot 42 \cdot 4^2 = 840$ cm^4 nötig. Werden 4 Winkel $\lceil 8 \cdot 8 \cdot 1$ gewählt, so ergibt sich für diese ein $J_y = 4 \cdot \left[J_\xi + F_w \cdot (\xi + \frac{\delta}{2})^2\right]$; der Beitrag des 1 cm starken Bleches zu J_y ist verschwindend klein und wird deshalb halb vernachlässigt. Für die Winkel ist $\xi = 2,34$ cm, also $\xi + \frac{\delta}{2} = 2,84$ cm und $J_y = 4(87,5 + 15,1 \cdot 2,84^2) = 4 \cdot 210 = 840$ cm^4; mithin sind für die seitliche Steifigkeit gegen Ausknicken die 4 L-Eisen gerade stark genug.

Die Ermittlung der ungünstigen Beanspruchung ergibt sich wie folgt. Wird die Breite des Bleches $b = 30$ cm gewählt, so ist als Querschnittsfläche vorhanden

$F = 4 \cdot F_w + F_{Bl.} = 4 \cdot 15,1 + 30 \cdot 1,0$ . . . . $= 90,4$ qcm,
hiervon sind bei $d = 2$ cm für Nietschwächungen abzuziehen $2 \cdot 3,0 \cdot 2,0 = 12,0$ »
als Nutzquerschnitt bleibt somit F_{netto} . . . . $= 78,4$ qcm.

Das Trägheitsmoment $J_x = \frac{\delta \cdot b^3}{12} + 4 \cdot [J_\xi + F_w \cdot (15 - \xi)^2]$; unter Einsetzung der Werte ergibt sich

$$J_x = \frac{1,0 \cdot 30^3}{12} + 4(87,5 + 15,1 \cdot 12,66^2) = 12\,250 \text{ cm}^4,$$

ab für Niete $\quad 2 \cdot 2,0 \cdot 3,0 \cdot 10,5^2 = 1\,320$ cm^4,

also $\quad J_{x\,netto} = 12\,250 - 1320 = 10930$ cm^4

und $\quad W = \frac{J_x}{a} = \frac{10930}{15} = 728$ cm^3.

Der Wert für W hätte auch aus entsprechenden Querschnittstabellen direkt entnommen werden können. In der »Hütte« z. B. ist für den obigen Querschnitt $W = 724$ qcm angegeben. Die größte Beanspruchung des Stützenquerschnitts wird somit

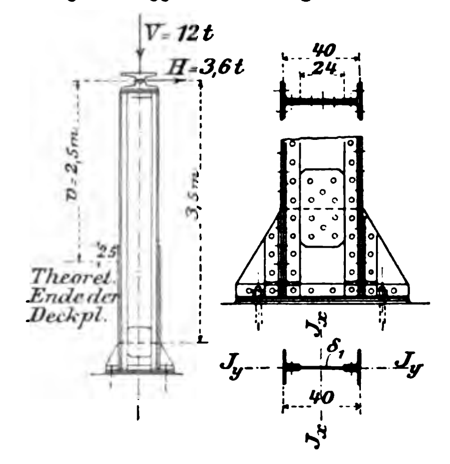
$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{42\,000}{78,4} + \frac{150\,000}{728} = 538 + 206 = 744 \text{ kg/qcm}.$$

Die oben gewählten Abmessungen sind also ausreichend; will man das Material höher beanspruchen, so könnte in der Breite des Stehbleches noch etwas gespart werden.

2. Beispiel. Die in Abb. 328 bis 331 dargestellte schmiedeeiserne Säule hat das feste Auflager eines Dachbinders zu tragen und somit die senkrechten und horizontalen Kräfte dieses Binderauflagers aufzunehmen. Der für die Spannungsberechnung der Säule ungünstigste Belastungsfall ist derjenige, bei dem die größte Horizontalkraft für Wind usw. auftritt. Diese betrage $H = 3,6$ t und die gleichzeitig auftretende lotrechte Kraft $V = 12$ t. Die vertikale Kraft wirkt achsial zu den verschiedenen Säulenquerschnitten, während die

horizontale Kraft für jeden Querschnitt ein Moment erzeugt, das um so größer ist, je tiefer der Querschnitt liegt. Die Säule soll einen I-förmigen Querschnitt erhalten und aus einem Blech mit Gurtwinkeln und Deckplatten hergestellt werden. Die letzteren brauchen nur so hoch geführt zu werden, als es die Momente erfordern. Der am meisten beanspruchte Querschnitt ist der unmittelbar über dem Säulenfuß liegende. Es sollen die Spannung in diesem Querschnitt und die Höhe, bis in welche die Gurtplatten zu führen sind, berechnet werden. Das Moment für diesen gefährlichsten Querschnitt II ist $3{,}6 \cdot 3{,}5 = 12{,}6$ t/m. Der Querschnitt bestehe aus einem Blech von 1 cm Stärke und 40 cm Höhe, 4 Winkel $\lceil 8 \cdot 8 \cdot 1$ und 2 Deckplatten $18 \cdot 1$ (Abb. 329). Das Widerstandsmoment hierfür ist nach der Tabelle in der »Hütte« $W = 1575$ cm³; die Querschnittsfläche abzüglich der Niete für die Verbindung der Deckplatte mit den Winkeln:

Abb. 328 bis 331. Berechnung einer Säule.



$$F = 4 \cdot 15{,}1 + 40 \cdot 1{,}0 + 2 \cdot 18 \cdot 1{,}0 - 4 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}0 = 120{,}4 \text{ qcm}.$$

Die größte Beanspruchung in diesem Querschnitt ist somit

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{12\,000}{120{,}4} + \frac{1\,260\,000}{1575} = 100 + 800 = 900 \text{ kg/qcm};$$

das Eigengewicht der Säule selbst ist dabei nicht berücksichtigt, da dieses auf die Spannung einen kaum merklichen Einfluß hat. Die oben ermittelte Spannung σ_{max} ist in Wirklichkeit nicht genau vorhanden, da das Stehblech an dieser Stelle gestoßen ist. Der Stoß ist nach Abb. 329 und 330 vorgenommen. Die Berücksichtigung des Stoßquerschnitts ergibt folgende genaue Spannungsermittlung: das Stehblech mit einem Trägheitsmoment $J' = 1{,}0 \cdot \frac{40^3}{12} = 5330$ cm⁴ ist durch zwei aufgelegte Bleche von je 1 cm Stärke und 24 cm Höhe mit einem Trägheitsmoment von $J'' = 2 \cdot \frac{1{,}0 \cdot 24^3}{12} = 2304$ cm⁴ gestoßen. Das Widerstandsmoment des gestoßenen Querschnitts ist also um $\frac{5330 - 2304}{21} = 145$ cm³ geringer als das des ungestoßenen, und die Biegungsspannung $\frac{M}{W}$ wird somit statt 800 kg/qcm nun $\frac{1\,260\,000}{1575 - 145} = 880$ kg/qcm, so daß eine größte Gesamtbeanspruchung im gestoßenen Querschnitt $\sigma'_{max} = 100 + 880 = 980$ kg/qcm vorhanden ist.

Die Berechnung der Höhe, bis in welche die Deckplatten zu führen sind, gestaltet sich wie folgt. Der Querschnitt ohne Deckplatten (Abb. 331) hat eine Querschnittsfläche $F_0 = 40 \cdot 1{,}00 + 4 \cdot 15{,}1 - 2 \cdot 3 \cdot 2{,}0 = 88{,}4$ qcm. Die Spannung für die Achsialkraft ist also $\sigma_1 = \frac{P}{F} = \frac{12\,000}{88{,}4} = 136$ kg/qcm. Ist eine gesamte Beanspruchung von 1000 kg/qcm zulässig, so bleibt für die durch das Moment erzeugte Biegungsspannung noch ein zulässiger Wert von $1000 - 136 = 864 =$ rd. 860 kg/qcm übrig. Das Widerstandsmoment ohne Deckplatten ist $W_0 = 1073$ cm³, mithin kann dieser Querschnitt ein Moment $M_0 = 1073 \cdot 860 = 890000$ kgcm $= 8{,}9$ tm aufnehmen. Das in einer Tiefe von x Meter unter dem Angriffspunkt der Horizontalkraft H vorhandene Moment ist

$M_x = H \cdot x = 3{,}6 \cdot x$ tm. M_x wird gleich M_0 für $x = \frac{M_0}{3{,}6} = \frac{8{,}9}{3{,}6} = 2{,}49$ m. Das theoretische Ende der Deckplatten liegt also rd. 2,5 m unter dem Angriffspunkte der Kraft H, d. h. $3{,}5 - 2{,}5 = 1{,}0$ m über dem gestoßenen Querschnitt. In Wirklichkeit werden die Deckplatten um so viel über dieses theoretische Ende hinausgeführt, daß sie an der theoretischen Stelle schon vollkommen angeschlossen sind, d. h. sie sind ungefähr 15 bis 25 cm über das theoretische Ende hinaufzuführen.

Die seitliche Knicksicherheit des Säulenschaftes ist reichlich vorhanden, denn bei Annahme gelenkiger Endverbindungen der Säule wäre für 5fache Knicksicherheit ein $J_{min} = 2{,}5 \cdot P_t \cdot l_m^2 = 2{,}5 \cdot 12 \cdot 3{,}5^2 = 367{,}5$ cm^4 erforderlich, während der Querschnitt ohne Deckplatten nach dem vorhergehenden Beispiel ein J_{min} von 840 cm^4 aufweist.

Zur Ausbildung des Säulenfußes nach Abb. 330, S. 372 ist noch zu bemerken, daß die beiden Deckplatten unten geschlitzt sind, damit das Fußblech aus einem Stück hergestellt werden kann. Die Deckplatten selbst sind durch kleine Winkel besonders angeschlossen. Selbstredend ist eine den Kräften entsprechende Verankerung des Säulenfußes erforderlich.

2. Fuß- und Kopfausbildung schmiedeeiserner Säulen. Die Ausbildung der Säulenfüße und Säulenköpfe kann unter Verwendung gußeiserner Fuß- und Kopfstücke geschehen oder auch in Schmiedeeisen vorgenommen werden. Die Größe der Auflagerfläche des Säulenfußes richtet sich nach der zulässigen Beanspruchung des darunter liegenden Materials; es kann in dieser Hinsicht auf das bei den gußeisernen Säulen Gesagte verwiesen werden. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Druckübertragung wird auch hier der Säulenfuß zweckmäßig mit Zement untergossen. Die Form und die Abmessungen des Säulenkopfes richten sich nach der Art der zu tragenden Konstruktionsteile und der Größe der aufzunehmenden Lasten.

Gußeisen wird zu Kopf- und Fußausbildungen gewöhnlich da verwendet, wo durch die Querschnittsform des Säulenschaftes eine gute Lösung in Schmiedeeisen nicht leicht erreichbar ist und der Verwendung von Gußeisen nichts im Wege steht. Es empfiehlt sich z. B. für eine Säule mit kreisringförmigem Querschnitt fast immer Gußeisen zu Kopf- und Fußausbildungen zu verwenden, da das Vernieten oder Verschrauben schmiedeeiserner Fuß- bzw. Kopfkonstruktionen mit dem Schaft hierbei meist mit Schwierigkeiten in

Abb. 332 u. 333. Ringförmige schmiedeeiserne Säule mit gußeisernen Kopf- u. Fußstücken.

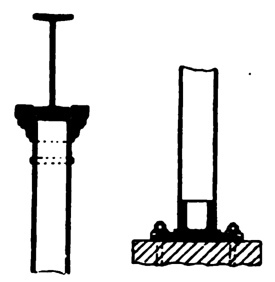
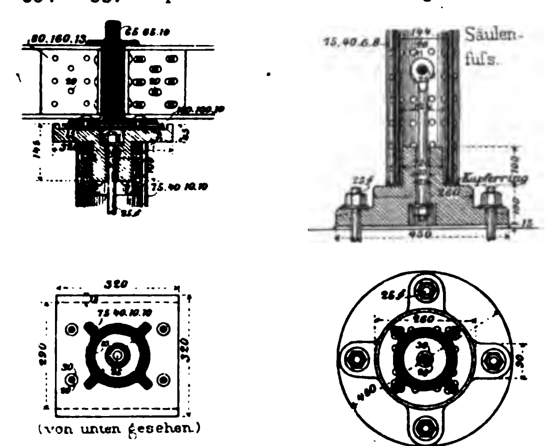


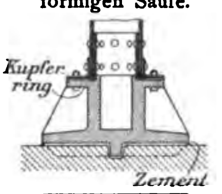
Abb. 334 bis 337. Kopf und Fuß einer Säule aus Quadranteisen.

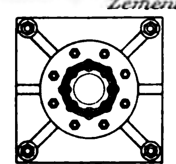


der praktischen Ausführung verbunden ist. Abb. 332 u. 333 zeigen eine Säulenanordnung mit gußeisernen Kopf- und Fußstücken.

Zur besseren Kraftübertragung empfiehlt es sich, den Säulenschaft an den Aufsitzstellen zu verstärken und zwischen Schmiedeeisen und Gußeisen eine Unterlagsplatte aus Kupfer einzulegen. So ist z. B. bei der Anordnung nach Abb. 334 bis 337 der aus

Abb. 338 bis 339. Größerer gußeiserner Säulenfuß einer ringförmigen Säule.





Quadranteisen gebildete Schaft an beiden Enden durch je ein eingelegtes Rohrstück verstärkt. Die bei dieser Anordnung vorgesehene Verankerung der Säule ist aus der Darstellung ohne weiteres erklärlich.

Der Säulenfuß nach Abb. 338 u. 339 gehört zu einer Säule mit kreisringförmigem Querschnitt. Hierbei ist eine Verankerung des Säulenschaftes mit dem Säulenfuß durch ein um den Schaft gelegtes Winkeleisen vermittelt, das mit dem Fuß verschraubt ist.

Auch für andere Säulenquerschnitte könnten gußeiserne Köpfe und Füße Verwendung finden. Die Abb. 340 bis 342 stellen z. B. eine gußeiserne Fußplatte für eine Säule aus 2 ⊏-Eisen dar; doch ist für Säulen, bei denen von einer gelenkigen Anordnung abgesehen wird, in den meisten Fällen eine Fuß- und Kopfausbildung in Schmiedeeisen vorzuziehen. Solche schmiedeeiserne Fuß- und Kopfkon-

Abb. 340 bis 342. Gußeiserne Fußplatte für eine Säule.

Abb. 343 bis 355. Schmiedeeiserne Fuß- und Kopfausbildung bei Säulen.

Abb. 343 bis 345. Abb. 346 bis 349.

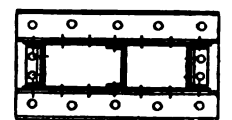
Abb. 350 bis 352. Abb. 353 bis 355.

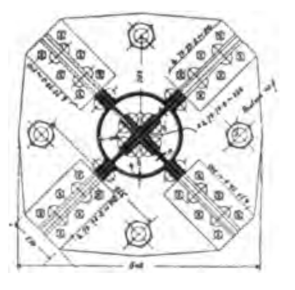
struktionen zeigen die Abb. 343 bis 358. Bei der durch Abb. 343 bis 345 dargestellten Säule aus Quadranteisen und zwischen den Flanschen liegenden Flacheisen sind zwecks

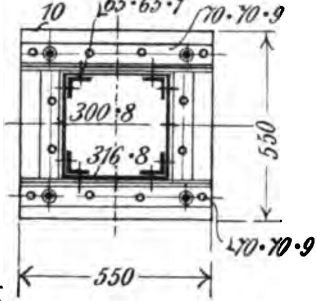
Fuß- und Kopfausbildung zwischen die Flanschen der Quadranteisen an Stelle der Flacheisen Versteifungsbleche eingelegt. Die Verbindung dieser Versteifungsbleche sowie der Quadranteisen mit den Fuß- und Kopfplatten sind durch entsprechend gebogene Winkeleisen vorgenommen.

Die Abb. 346 bis 349 zeigen die Fuß- und Kopfausbildungen einer Säule mit kastenförmigem Querschnitt aus 2 ⊏-Eisen mit aufgelegten Blechen und die Abb. 350 bis 352 diejenigen einer Säule mit H-förmigem Querschnitt aus vier ⊏-Eisen. Abb. 353 bis 355 veranschaulichen Kopf und Fuß einer Säule mit kreuzförmigem Querschnitt aus vier L-Eisen mit zwischenliegenden Flacheisen. An Stelle der Flacheisen treten oben und unten die Anschlußbleche, die durch Winkeleisen mit der Fuß- bzw. Kopfplatte verbunden sind. Um Kröpfungen zu vermeiden, sind diese Anschlußwinkel auf Gehrung zugeschnitten. Weitere schematische Darstellungen von Fußausbildungen schmiedeeiserner Säulen zeigen die Abb. 356 bis 358.

Abb. 356 bis 358. Schematische Darstellungen von Fußausbildungen schmiedeeiserner Säulen.







Ein Säulenfuß für eine Säule mit genieteten I-förmigem Querschnitt ist bei dem letzten Rechnungsbeispiel (Abb. 330, S. 372) gegeben.

Die Füße und Köpfe für Pendelsäulen werden in der Regel aus Gußeisen hergestellt, da hierbei eine bequemere Konstruktion der Gelenke möglich ist. Es kommen in der Hauptsache Kugel- oder Zylindergelenke zur Verwendung. Jedes Gelenk besteht gewöhnlich aus zwei Teilen, der eine mit der konvexen, der andere mit der konkaven Gelenkfläche. Abb. 359 kann sowohl den Schnitt durch ein Kugel- als auch durch ein Zylindergelenk darstellen; eine weitere Konstruktion einer Pendelsäule mit Kugelgelenken ist durch Abb. 360 bis 363 gegeben.

Abb. 359 bis 363. Pendelsäulen mit Zylinder- und Kugelgelenken.

Abb. 359.

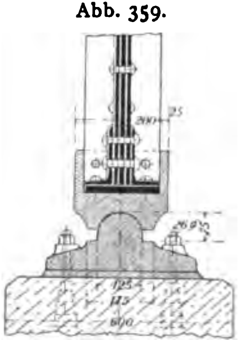
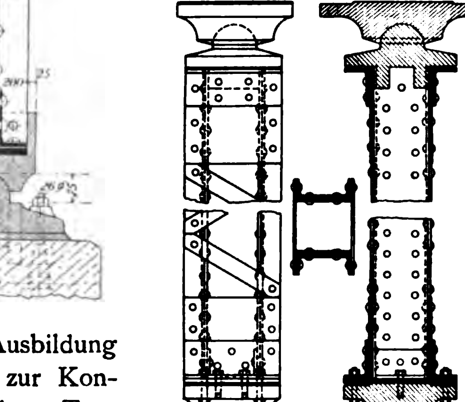


Abb. 360 u. 361. Abb. 362 u. 363.



Neben der kugel- und zylinderförmigen Ausbildung der Gelenke finden auch Tangentialkipplager zur Konstruktion von Pendelsäulen Verwendung. Diese Tangentiallagerung wird bei den Trägern behandelt werden.

Über die Durchführung schmiedeeiserner Säulen durch mehrere Stockwerke wäre ungefähr dasselbe zu sagen, wie für die gußeisernen Säulen. Auch hier empfiehlt es sich, in der Regel, die Säulen nicht durch mehrere Stockwerke hindurchlaufen zu lassen, sondern sie für die verschiedenen Stockwerke voneinander unabhängig herzustellen, indem für die

einzelnen Säulen normale Fuß- und Kopfkonstruktionen gewählt werden. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß jede einzelne Säule den auf sie entfallenden Kräften entsprechend dimensioniert werden kann, und daß die Montage hierbei mit weniger Schwierigkeiten verbunden ist, als bei den durchlaufenden Säulen. Selbstredend muß für eine zentrische und klare Übertragung der einzelnen Säulenlasten, sowie für eine sachgemäße Auflagerung der Deckenträger und Unterzüge Sorge getragen werden.

IV. Balkenträger.

§ 22. Die Träger im allgemeinen. Träger sind in bestimmten Punkten gelagerte Konstruktionen, welche Lasten und Kräfte aufzunehmen und auf die betreffenden Lagerpunkte zu übertragen haben. Die Kräfte, die auf die Auflagerpunkte übertragen werden, nennt man Auflagerdrücke. Je nach der Art der Kraftübertragung und der Wirkung der Auflager unterscheidet man zwei Hauptarten von Trägern, Balkenträger und Bogenträger. Balkenträger sind solche Tragkonstruktionen, die bei lotrechter Belastung senkrechte Auflagerdrücke erzeugen, während Bogenträger bei lotrechter Belastung schräg gerichtete Auflagerdrücke zur Folge haben.

Als Bogenträger sind auch solche Konstruktionen aufzufassen, bei denen die Horizontalkomponenten durch Zugstangen usw. aufgenommen werden und die auf die Auflager selbst somit nur lotrechte Kräfte übertragen, also äußerlich als Balkenträger wirken, jedoch zur Berechnung der inneren Spannungen als Bogenträger aufzufassen sind. Solche Träger werden als Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub bezeichnet.

An dieser Stelle sollen nur die Balkenträger zur Besprechung kommen. Wegen der Bogenträger, die auch im Hochbau, z. B. für größere Dachkonstruktionen usw., mitunter Verwendung finden, sei auf die betreffenden Werke der Literatur verwiesen.

Bei den Balkenträgern unterscheidet man, je nach der Lagerung derselben: Träger auf zwei Stützen, Träger auf mehreren Stützen (kontinuierliche oder durchlaufende Träger), Krag- oder Konsolträger, die an dem einen Ende eingespannt und an dem anderen frei sind, beiderseits eingespannte Träger usw. Hinsichtlich der Konstruktion der Träger selbst unterscheidet man noch vollwandige und gegliederte Träger (Fachwerksträger).

Die vollwandigen Balkenträger dienen im Eisenhochbau in der Hauptsache als Deckenträger und Unterzüge, zur Überspannung von Maueröffnungen und zur Konstruktion von Balkonen, Erkern usw. Für kleinere Verhältnisse können direkt Walzprofile, wie L-, T-, ⊏- und I-Eisen als Träger Verwendung finden, während für größere Verhältnisse genietete Blechträger einfachen und kastenförmigen Querschnitts gewählt werden. Wenn auch diese Blechträger nicht mehr ausreichen oder wegen ihres großen Gewichtes nicht empfehlenswert sind, wird man Fachwerksträger zur Ausführung bringen. Diese letzteren kommen besonders bei den Dachkonstruktionen (siehe Abschnitt V) zur Verwendung.

Zwecks Erzielung einer klaren Lagerung der Träger erhalten die Lagerpunkte eine besondere konstruktive Ausbildung, welche die der Berechnung zugrunde gelegten Lagerbedingungen möglichst gewährleisten.

§ 23. Die Berechnung der Balkenträger.

1. Allgemeines. Die Berechnung der Träger beruht auf den Gesetzen des Gleichgewichts, das zwischen den vorliegenden Lasten, Auflagerkräften und den inneren Spannungen bestehen muß. Wenn die durch das Gleichgewicht gegebenen Bedingungen zur Berechnung der Auflagerkräfte und inneren Spannungen genügen, so nennt man die

Konstruktion statisch bestimmt; reichen jedoch die Gleichgewichtsbedingungen zur Ermittelung dieser Unbekannten nicht aus, so spricht man von statisch unbestimmten Konstruktionen. Je nachdem die durch das Gleichgewicht nicht bestimmbaren Größen äußere Kräfte (Auflagerdrücke) oder innere Kräfte (Stabkräfte, Spannungen usw.) sind, liegen äußerlich bzw. innerlich statisch unbestimmte Konstruktionen vor. Die nicht bestimmbaren Größen werden auch als Überzählige bezeichnet und je nach deren Anzahl unterscheidet man einfach, zweifach, und mehrfach statisch unbestimmte Konstruktionen.

2. **Die Belastungen** der Träger setzten sich zusammen aus dem Eigengewicht, der Träger selbst und der durch die Träger zu tragenden Bauteile sowie den Nutzlasten (Verkehrslasten, zufällige Lasten). Das Eigengewicht der Träger selbst wirkt als gleichmäßig über die Träger verteilte (kontinuierliche) Belastung; die Gewichte der zu tragenden Konstruktionsteile können ebenfalls gleichmäßig verteilt oder in einzelnen Punkten auf die Träger als Einzellasten gelagert sein. Auch die Nutzlasten können als kontinuierliche Belastung oder als Einzellasten auf die Träger wirken. So stellt z. B. eine an sich gleichmäßig verteilte Belastung einer Decke für die Deckenträger selbst eine kontinuierliche Belastung vor, während ein die Deckenträger stützender Unterzug in den Auflagerpunkten der Deckenträger die an sich gleichmäßige auf die Decke verteilte Nutzlast als Einzellasten aufzunehmen hat. Eine solche Lastübertragung wird auch als indirekte bezeichnet.

Die Größen der verschiedenen Belastungen sind vor der Berechnung der Auflagerdrücke und inneren Kräfte, soweit sie nicht gegeben sind, zu ermitteln. Die Nutzlasten werden in den einzelnen Fällen fast immer vorgeschrieben sein, bzw. müssen sie dem Zweck entsprechend gewählt werden, wobei selbstredend der jeweils ungünstige Fall ins Auge zu fassen ist. Die Eigengewichte der zu tragenden Konstruktionsteile (Decken, Mauern usw.) können nach den jeweiligen Abmessungen, unter zu Grundelegung der betreffenden Einheitsgewichte ermittelt werden.

In der folgenden Zusammenstellung seien die Einheitsgewichte (Eigengewichte) der wichtigsten Baustoffe, die event. für die Belastung von Trägern in Betracht kommen können, angeführt.

Eigengewichte von Baustoffen.[12])

Baustoff	kg/cbm	Baustoff	kg/cbm
Erde, Lehm und Sand	1600	Eisenbeton	2400
Kies	1800	Tannenholz	600
Klinkermauerwerk in Zementmörtel	1800	Kiefernholz	650
Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen	1600	Buchenholz	750
Desgl. aus porigen Steinen	1000—1200	Eichenholz	800
Desgl. aus Lochsteinen	1300	Gußeisen	7250
Desgl. aus porigen Lochsteinen	900—1100	Schweißeisen	7800
Mauerwerk aus Schwemmsteinen	850—900	Flußeisen	7850
» » Kalksteinen	2600	Bronze	8600
» » Sandstein	2400	Kupfer	8900
» » Granit und Marmor	2700	Zink (gegossen)	6860
Beton je nach Zusammensetzung	1800—2300	» (gewalzt)	7200

Zur Berechnung von Deckenträgern und Deckenunterzügen seien noch folgende Gewichte von Massivdecken gegeben, wobei für die gewölbten Kappen ein Stich von

[12]) Teils nach den Vorschriften der Bauabteilung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten und der Berliner Baupolizei.

$\frac{1}{8}$ angenommen ist. In den Gewichten ist eine Verfüllung mit Sand oder Koksasche, einschließlich Hintermauerung bis Scheitelhöhe, sowie Lagerhölzer von 10/10 cm in 0,8 m Abstand, und Dielen (3,5 cm) mit inbegriffen, jedoch das Gewicht der eisernen Träger ausgeschlossen.

Preußische Kappe bis 2,0 m Spannweite, $\frac{1}{2}$ Stein stark, aus vollen Steinen	370 kg/qm
Desgl. aus porigen oder Lochsteinen	310 „
Desgl. aus Schwemmsteinen	260 „
Preußische Kappe 2 bis 3,0 m Spannweite, $\frac{1}{2}$ Stein stark, aus vollen Steinen	440 „
Desgl. aus porigen oder Lochsteinen	380 „
Desgl. aus Schwemmsteinen	330 „
Kappe aus Beton mit 1,5 m Spannweite	370 „

Zu diesen amtlichen Vorschriften könnte man noch anführen:

Betondecke gestampft, oben mit Schlackenausfüllung . .	275 bis 325 kg/qm
Betondecke, zwischen Trägern gewölbt, oben wagerecht abgeglichen	420 bis 500 „
Betondecke über Belageisen, Wellblech oder Buckelplatten	250 bis 350 „

Für besonders schwer belastete Decken, wie solche für Speicher, Kellereien, Lagerräume usw. oft vorkommen, müssen die Deckengewichte nach den erforderlichen Abmessungen ermittelt werden.

Die Nutzlasten oder zufälligen Lasten können je nach dem Zweck der Konstruktionen verschieden sein. Für Deckenträger und Unterzüge kommen hauptsächlich Menschengedränge, Belastung durch Möbel, zu lagernde und aufzustapelnde Stoffe usw. in Betracht. Sind die Nutzlasten von vornherein nicht gegeben, so müssen sie aus den näheren Angaben über die Art der Belastung ermittelt werden. Als mittlere Werte für Nutzlasten von Zwischendecken können folgende Angaben zugrunde gelegt werden:

Nutzlast für Wohn- und kleine Dienstgebäude	250 kg/qm
„ „ größere Geschäftsgebäude	400 kg/qm
„ „ Versammlungssäle	400 bis 450 kg/qm
„ „ Decken unter Durchfahrten oder befahrbaren Höfen	800 kg/qm

(eventl. sind auch größere Einzellasten für Raddrücke usw. zu berücksichtigen).

Nutzlast für Treppen	400 bis 500 kg/qm
Menschengedränge	400 bis 500 kg/qm
Heu und Stroh	100 kg/cbm
Leichtere Frucht (Hafer u. kleine Gerste) . . .	450 bis 500 kg/cbm
Schwerere Frucht (Große Gerste, Roggen, Weizen)	650 bis 750 kg/cbm
Erbsen, Bohnen, Linsen	850 kg/cbm
Mehl	700 kg/cbm
Kartoffel, Zucker	700 bzw. 750 kg/cbm
Torf, Braunkohlen	600 bzw. 650 kg/cbm
Steinkohlen	900 kg/cbm
Koks	450 kg/cbm

Sind die angeführten Stoffe in Säcke gefüllt, so ist das 0,8 fache der gegebenen Werte zu wählen.

Aktengerüste und Bücherschränke	500 bis 600 kg/cbm.

Eventuell nötige weitere Angaben können aus den betreffenden Handbüchern entnommen werden.

Das Eigengewicht der Träger selbst ist von vornherein nicht bekannt; es muß deshalb für die Berechnung vorläufig geschätzt, in die Belastung mit eingerechnet und nach der Dimensionierung nachgeprüft bezw. korrigiert werden. Oft genügt es auch, das Trägergewicht bei der Dimensionierung ganz zu vernachlässigen und die geringe Vergrößerung der Spannung durch das Trägergewicht nachträglich nachzuweisen, da der verhältnismäßig geringe Einfluß des Trägergewichts von untergeordneter Bedeutung ist.

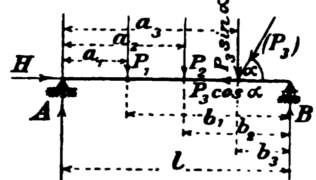
3. Auflagerdrücke und innere Kräfte. Nachdem die äußeren Belastungen der Träger bestimmt sind, kann zu der Berechnung der Auflagerdrücke und dann zur Ermittelung der innern Kräfte übergegangen werden. Die Auflagerkräfte stehen mit den Belastungen im Gleichgewicht und sind demgemäß mit Hilfe der hierdurch gegebenen Bedingung zu ermitteln. Für ebene Konstruktionen lauten die Gleichgewichtsbedingungen:

1. Die Summe aller Vertikalkräfte bzw. aller Vertikalkomponenten der Kräfte ist $= o$; $\Sigma V = o$.
2. Die Summe aller Horizontalkräfte bzw. aller Horizontalkomponenten der Kräfte ist ebenfalls $= o$; $\Sigma H = o$.
3. Die Summe aller Momente sämtlicher Kräfte bezogen auf einen beliebigen Drehpunkt ist gleichfalls $= o$; $\Sigma M = o$.

Aus diesen 3 Bedingungen lassen sich die Auflagerkräfte immer bestimmen, wenn die Anzahl der Auflagerunbekannten nicht mehr als drei ist. Doch dürfen auch nicht weniger als 3 Unbekannte vorhanden sein, da in diesem Falle der Träger labil gelagert ist; d. h. es können Belastungsfälle vorkommen, für welche ein Gleichgewicht nicht möglich ist, also die Kräfte nicht aufgenommen werden können. Im allgemeinen erhält deshalb ein Träger eine solche Lagerung, daß 3 Auflagerunbekannte vorhanden sind; der Träger ist dann statisch bestimmt. Eine solche statisch bestimmte Lagerung liegt z. B. vor, wenn ein Träger durch ein festes Auflager (mit 2 Unbekannten) und ein bewegliches Auflager (mit einer Unbekannten) gestützt ist (Abb. 364).

Das feste Auflager hat den Zweck, bei allgemeiner Belastung mit horizontalen und vertikalen bzw. schrägen Kräften neben der auf es entfallenden lotrechten Kraft noch die Resultierende der Horizontalkomponenten aufzunehmen, während das lose Auflager nur eine Kraft senkrecht zu seiner Bewegungsrichtung übertragen kann. Sind alle äußeren Kräfte lotrecht, so erhalten die beiden Auflager nur senkrechte Belastungen. Das bewegliche Auflager dient noch gleichzeitig dazu die durch die Temperaturschwankungen bedingten Längenänderungen der Träger zuzulassen.

Abb. 364. Berechnung der Auflagerdrücke. 1. Beispiel.



Die rechnerische Ermittelung der Auflagerunbekannten mit Hilfe der 3 Gleichgewichtsbedingungen sei nachstehend an einigen Beispielen vorgeführt: So ergeben sich z. B. für den allgemeinen Belastungsfall nach Abb. 364 die 3 Gleichungen:

1. Aus $\Sigma H = o$: $H - P_3 \cdot \cos\alpha = o$

$$H = P_3 \cdot \cos\alpha.$$

2. Aus $\Sigma M = o$: für Drehpunkt in A:

$$P_1 \cdot a_1 + P_2\, a_2 + P_3 \cdot \sin\alpha \cdot a_3 - B \cdot l = o$$

$$B = \frac{P_1 \cdot a_1 \cdot + P_2 \cdot a_2 + P_3 \cdot \sin\alpha \cdot a_3}{l}.$$



3. Aus $\Sigma V = o$:

$$A + B - P_1 - P_2 - P_3 \cdot \sin\alpha = o$$

$$A + \frac{P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2 + P_3 \cdot \sin\alpha \cdot a_3}{l} - P_1 - P_2 - P_3 \cdot \sin\alpha = o$$

$$A = \frac{P_1 (l - a_1) + P_2 \cdot (l - a_2) + P_3 \cdot \sin\alpha \cdot (l - a_3)}{l}$$

$$= \frac{P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2 + P_3 \cdot \sin\alpha \cdot b_3}{l}.$$

An Stelle der 3 Gleichungen $\Sigma V = o$, $\Sigma H = o$ und $\Sigma M = o$ kann auch die Momentengleichung zweimal für verschiedene Drehpunkte und noch eine von den Gleichungen $\Sigma H = o$, $\Sigma V = o$ angewendet werden. So ergibt sich z. B. die letzte Gleichung für den Auflagerdruck A direkt aus der Momentengleichung für den Drehpunkt B. Mitunter ist es auch vorteilhaft, dreimal die Momentengleichung für drei verschiedene Drehpunkte zu benutzen. In der Regel empfiehlt es sich, die lotrechten Auflagerdrücke A und B mit Hilfe der Momentengleichungen für B bzw. A und die Horizontalkomponente H des festen Auflagers nach $\Sigma H = o$ zu bestimmen. Mit Hilfe von $\Sigma V = o$ kann man die so gefundenen Werte von A und B kontrollieren.

Wenn alle äußeren Belastungen lotrecht sind, hat auch das feste Auflager nur eine senkrechte Kraft aufzunehmen. Eine solche Belastungsweise spielt bei den Balkenträger des Hochbaues — Dachstuhlkonstruktionen und besondere Fälle ausgenommen — fast durchweg die Hauptrolle. Man hat hierbei also nur die lotrechten Auflagerdrücke A und B zu bestimmen, was wiederum am zweckmäßigsten mit den Gleichungen $\Sigma M = o$ für Drehpunkt B bzw. für Drehpunkt A geschieht. Zur Kontrolle muß $A + B =$ der Summe der äußeren Belastungen sein.

Beispiel (Abb. 365): Aus $\Sigma M = o$ für Drehpunkt B folgt: $A = \frac{P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2}{l}$,

aus $\Sigma M = o$ für Drehpunkt A: $B = \frac{P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2}{l}$.

Kontrolle: $A + B = \frac{P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2 + P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2}{l} = \frac{P_1 \cdot (a_1 + b_1) + P_2 \cdot (a_2 + b_2)}{l}$

$$= \frac{P_1 \cdot l + P_2 \cdot l}{l} = P_1 + P_2.$$

Abb. 365. Berechnung der Auflagerdrücke. 2. Beispiel.

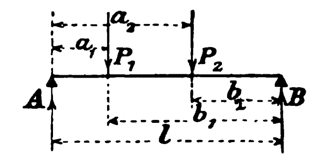
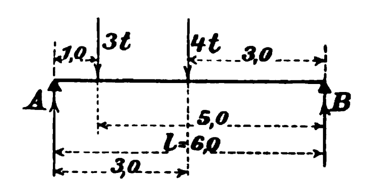


Abb. 366. Berechnung der Auflagerdrücke. Zahlenbeispiel.



Zahlenbeispiel (Abb. 366): $A = \frac{3 \cdot 5{,}0 + 4 \cdot 3{,}0}{6{,}0} = \frac{15 + 12}{6{,}0} = \frac{27}{6} = 4{,}5$ t,

$$B = \frac{3 \cdot 1{,}0 + 4 \cdot 3{,}0}{6{,}0} = \frac{3 + 12}{6} = \frac{15}{6} = 2{,}5 \text{ t.}$$

Kontrolle: $A + B = 4{,}5 + 2{,}5 = 7$ t u. $P_1 + P_2 = 3 + 4 = 7$ t.

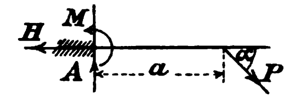
Bei symmetrischer Belastung sind die beiden Auflagerdrücke ebenfalls symmetrisch, also einander gleich. So ist z. B. bei einer Einzellast P in der Mitte des Trägers $A = B = \frac{P}{2}$ und bei einer über die ganze Trägerlänge gleichmäßig verteilten Belastung für das lfd. Meter $A = B = p \cdot \frac{l}{2}$.

Die Auflager von Trägern, die nur lotrechte Lasten aufzunehmen haben, werden in kleineren Verhältnissen wie bei Deckenträgern, Unterzügen usw. meist gleichartig ausgebildet, d. h. es wird kein Unterschied zwischen dem festen und dem beweglichen Auflager gemacht. Die Träger werden dann gewöhnlich auf die Auflagersteine direkt oder unter Benutzung einer besonderen Auflagerplatte aufgelegt und meist eingemauert. Auf die Längenänderungen durch Temperaturschwankungen braucht hierbei in der Regel keine Rücksicht genommen zu werden, da diese bei solchen kleinen Verhältnissen eine untergeordnete Rolle spielen. Bei Trägern von größeren Spannweiten, die höheren Temperaturschwankungen ausgesetzt sind, ist mit Rücksicht auf die hierdurch bedingten bedeutenderen Längenänderungen auf eine sachgemäße Lagerausbildung Wert zu legen (siehe Lager der Balkenträger).

Konsol- oder Kragträger werden diejenigen Träger genannt, die nur an einem Ende gelagert sind; damit Gleichgewicht möglich ist und die äußeren Kräfte getragen werden können, muß mit der Lagerung eine Einspannung verbunden sein. Die Einspannungsstelle vertritt dann drei Unbekannte, eine senkrechte und wagerechte Komponente der Auflagerreaktion sowie das Einspannungsmoment; der Träger ist also statisch bestimmt. Die drei Auflagerunbekannten V, H und M können mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = o$, $\Sigma H = o$ und $\Sigma M = o$ bestimmt werden. So ist z. B. für Abb. 367:

$$A - P \cdot \sin\alpha = o, \qquad A = P \cdot \sin\alpha,$$
$$H - P \cdot \cos\alpha = o, \qquad H = P \cdot \cos\alpha,$$
$$M - P \cdot \sin\alpha \cdot a = o, \qquad M = P \cdot \sin\alpha \cdot a.$$

Abb. 367. Konsol oder Kragträger.



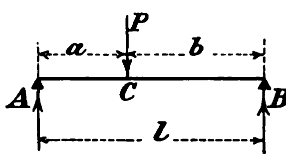
Wenn die Belastungen sämtlich wieder lotrecht sind, so wird $H = o$.

Wird bei einem, an dem einen Ende eingespannten Träger das andere Ende noch unterstützt (siehe die Zusammenstellung S. 386), so hat der Träger eine Unbekannte mehr als Gleichungen durch das Gleichgewicht gegeben sind; er ist also einfach statisch unbestimmt.

Im Hochbau kommen ferner sehr oft Träger zur Verwendung, die über mehrere Stützen hinweglaufen, z. B. wenn Deckenträger zwischen ihren Endauflagern noch auf einem oder mehreren Unterzügen aufliegen und so außer den Endstützen noch Zwischenstützen erhalten haben. Ist ein Zwischenlager vorhanden, so ist der Träger einfach statisch unbestimmt, bei zwei oder mehr Zwischenauflagern zwei- bzw. mehrfach statisch unbestimmt. In der Regel haben solche Träger (kontinuierliche Träger) des Hochbaues nur lotrechte Lasten zn tragen, und es wird fast durchweg auf eine besondere Ausbildung der Lager als bewegliche oder feste Lager keine besondere Rücksicht genommen. Ist bei größeren, über mehrere Auflager hinweglaufende Träger Wert auf die statische Bestimmtheit zu legen, so kann diese durch Einfügen von Gelenken erreicht werden. Solche Gelenkträger werden auch als GERBERsche Träger bezeichnet, doch möge auf diese hier nicht näher eingegangen werden. Die für die verschiedenen Trägerarten und die im Hochbau häufig vorkommenden Belastungsfälle auftretenden Auflagerdrücke sind aus der später folgenden Zusammenstellung ersichtlich.

Nachdem die Auflagerdrücke der Träger ermittelt sind, kann zur Bestimmung der inneren Kräfte übergegangen werden. Als innere Kräfte treten bei den vollwandigen Trägern Biegungsmomente, Querkräfte und Schubkräfte auf. Die Dimensionierung der Träger hat in erster Linie nach den Biegungsmomenten zu erfolgen. Wegen der Berechnung auf Biegung wird auf § 10, 3 verwiesen. Man hat hiernach für die jeweils vorliegenden Träger die ungünstigsten Biegungsmomente zu bestimmen und diese den Spannungsberechnungen bzw. der Dimensionierung zugrunde zu legen. Derjenige Querschnitt, bei dem das größte Biegungsmoment bei der ungünstigsten Belastungsweise auftritt, wird als **gefährlichster Querschnitt** bezeichnet. Bei einer Belastung durch Einzellasten liegt dieser immer in dem Angriffspunkt einer dieser Lasten; so ist z. B. für Abb. 368 das Moment für den gefährlichsten Querschnitt C: $M_C = A \cdot a = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$.

Abb. 368. Träger mit einer Einzellast.



Das **größte Moment für einen Balken auf zwei Stützen durch eine Einzellast** P tritt auf für den Querschnitt in der Mitte, wenn die Last in diesem Querschnitt

Abb. 369. Ungünstigste Laststellung für Träger mit Einzellast.

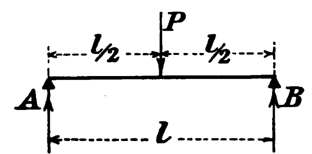
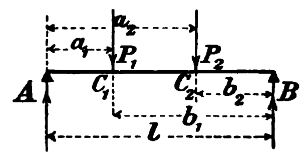


Abb. 370. Träger mit zwei Einzellasten.



liegt, und ist $M_{\text{mitte}} = A \cdot \frac{l}{2} = \frac{P \cdot l}{4}$ (Abb. 369). Ist der Träger durch zwei Einzellasten belastet (Abb. 370) so ist:

$$M_{C_1} = A \cdot a_1 = \frac{(P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2)}{l} \cdot a_1 \quad \text{und} \quad M_{C_2} = B \cdot b_2 = \frac{(P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2)}{l} \cdot b_2.$$

Der größere dieser beiden Werte ist der weiteren Berechnung zugrunde zu legen und zeigt den gefährlichen Querschnitt an.

Ganz analog ist bei mehreren Lasten zu verfahren; für die verschiedenen Lastpunkte sind die Momente zu ermitteln, und das größte Moment ist für die Dimensionierung maßgebend. Der gefährlichste Querschnitt wird also hierbei durch Vergleichsrechnung gefunden.

Wenn die Belastung gleichmäßig über die ganze Trägerlänge verteilt ist (kontinuierliche Belastung), so tritt das größte Moment in der Mitte des Balkens auf. Ist diese kontinuierliche Last $= p$ t/m und die Stützweite des Trägers $= l$ in m, so ist dieses Moment (nach Abb. 371)

Abb. 371. Träger mit gleichmäßig verteilter Belastung.

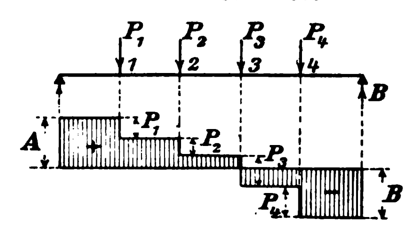
$$M_{\text{mitte}} = \frac{A \cdot l}{2} - \frac{p \cdot l}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{p \cdot l}{2} \cdot \frac{l}{2} - \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{p \cdot l^2}{8}.$$

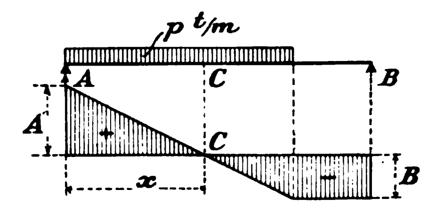
Allgemein läßt sich der Querschnitt, für den bei einer vorliegenden Belastung das größte Moment auftritt, leicht mit Hilfe der Querkraft ermitteln. Unter der **Querkraft eines Querschnitts** versteht man die Summe der Kräfte auf der einen Seite des betreffenden Querschnitts, wobei die auf dessen linker Seite nach oben wirkenden Kräfte positiv, die nach unten wirkenden negativ einzuführen sind. So ist z. B. für Abb. 368

die Querkraft der Querschnitte links von C: $Q = A$ und der Querschnitte rechts von C: $Q = A - P = -B$. Für Abb. 370 ist $Q_{A \text{ bis } C_1} = A$, $Q_{C_1 \text{ bis } C_2} = A - P_1$ oder $= -B + P_2$ und $Q_{C_2 \text{ bis } Z} = -B$. Nach Abb. 371 ist die Querkraft des Querschnitts in der Mitte: $Q_{\text{mitte}} = A - p \cdot \frac{l}{2} = o$.

Die Querkraft kann als Merkmal für den gefährlichsten Querschnitt (größtes Biegungsmoment) Verwendung finden insofern, daß das größte Biegungsmoment für denjenigen Querschnitt auftritt, für den die Querkraft $= o$ ist, bzw. von positiv in negativ übergeht. Sind z. B. für die in den Abb. 372 u. 373 dargestellten Belastungsfälle die Querkräfte der verschiedenen Querschnitte durch die Ordinaten der gezeichneten Diagramme gegeben,

Abb. 372 u. 373. Bestimmung des gefährlichsten Querschnitts.

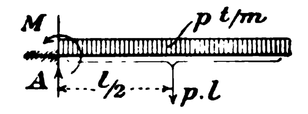




so stellen die Querschnitte 3 bzw. C die gefährlichsten Querschnitte dar, da für Querschnitt 3 die positive Querkraft in die negative übergeht ($A - P_1 - P_2$ positiv, $A - P_1 - P_2 - P_3$ negativ) und für Querschnitt C die Querkraft $A - p \cdot x = o$ ist. Dieses einfache Mittel zur Bestimmung des gefährlichsten Querschnitts ist bei der später folgenden Zusammenstellung entsprechend verwendet worden.

Bei den Konsolträgern mit freiem Ende liegt der gefährlichste Querschnitt in der Einspannungsstelle; das Moment an dieser Stelle beträgt bei gleichmäßig verteilter Belastung p t/m (Abb. 374): $M = p \cdot l \cdot \frac{l}{2} = p \cdot \frac{l^2}{2}$. Dieses Moment ist negativ, da die konvexe Seite des gebogenen Balkens nach oben liegt, während die vorher ermittelten Momente alle positiv waren.

Abb. 374. Gefährlichster Querschnitt bei Konsolträgern.



Weitere Träger und Belastungsfälle sind in der folgenden Zusammenstellung angegeben. Die Tabelle enthält für die betreffenden Beispiele die Auflagerdrücke, die Angabe des gefährlichsten Querschnitts und die Werte für die größten Momente. Die größten positiven Momente sind als $M_{\max}$, die größten negativen als $M_{\min}$ bezeichnet. Den Angaben für die statisch unbestimmten Träger in den Nr. 16 bis 25 der Zusammenstellung sind konstante Trägerquerschnitte zu Grunde gelegt. Die Einzellasten sind immer mit P, gleichmäßig verteilte Lasten mit p bezeichnet. Von einer Angabe der Durchbiegungen für die verschiedenen Fälle wurde abgesehen, da diese seltener benötigt werden und für den Bedarfsfall aus der »Hütte« usw. entnommen werden können.

Für die wichtigsten Belastungsfälle Nr. 1 und 3 können die Durchbiegungen in Trägermitte nach folgenden Formeln leicht ermittelt werden:

Belastungsfall Nr. 1: $f_{\max} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J}$ oder auch $= \frac{M \cdot l^2}{12\, E \cdot J}$

„ Nr. 3: $f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J}$ „ „ $= \frac{5}{48} \cdot \frac{M \cdot l^2}{E \cdot J}$

Hierin ist:
E = Elastizitätsmodul.
J = Trägheitsmoment.
M = Moment in Trägermitte.

4. Zusammenstellung für die Auflagerdrücke und größten Momente häufig vorkommender Belastungsfälle.

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Größte Biegungsmomente	Gefährlichster Querschnitt
		a) Frei aufliegender Träger auf zwei Endstützen.		
1.		$A = B = \frac{P}{2}$	$M_{\max} = \frac{P \cdot l}{4}$	in Trägermitte
2.		$A = \frac{P \cdot b}{l}$, $B = \frac{P \cdot a}{l}$	$M_{\max} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$	in C
3.		$A = B = \frac{p \cdot l}{2}$	$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$	in Trägermitte
4.		$A = \frac{p_1 \cdot a\,(2l - a) + p_2 \cdot b^2}{2l}$ $B = \frac{p_1 \cdot a^2 + p_2 \cdot b \cdot (2l - b)}{2l}$	Für $A < p \cdot a : M_{\max} = \frac{A^2}{2p_1}$ Für $B < p \cdot b : M_{\max} = \frac{B^2}{2p_2}$	wo $A = p_1 \cdot x$ also für $x = \frac{A}{p_1}$ wo $B = p_2 \cdot x'$ also für $x' = \frac{B}{p_2}$
	für $a = b$ und $p_1 = p_2 = p$	$A = B = p \cdot a$	$M_{\max} = \frac{p \cdot a^2}{2}$	Momente für alle Querschnitte der unbelasteten Strecke gleich
5.		$A = \frac{p \cdot c\,(2b + c)}{2l}$ $B = \frac{p \cdot c\,(2a + c)}{2l}$	$M_{\max} = A\left(a + \frac{A}{2p}\right)$	wo $A = p \cdot x$ also für $x = \frac{A}{p}$
6.		$A = \frac{p_1 \cdot a\,(2l - a) + p_2 \cdot b^2}{2l}$ $B = \frac{p_1 \cdot a^2 + p_2 \cdot b\,(2l - b)}{2l}$	Wenn $A < p_1 \cdot a : M_{\max} = \frac{A^2}{2p_1}$ Wenn $B < p_2 \cdot b : M_{\max} = \frac{B_2}{2p_2}$	im Abstand $x = \frac{A}{p_1}$, wo $A = p_1 \cdot x$ im Abstand $x' = \frac{B}{p_2}$, wo $Z = p_2 \cdot x'$

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Größte Biegungsmomente	Gefährlichster Querschnitt
7.		$A = \frac{P \cdot b}{l} + \frac{p \cdot l}{2}$ $B = \frac{P \cdot a}{l} + \frac{p \cdot l}{2}$	Wenn $\frac{P}{p \cdot l} < \frac{b-a}{2a}$: $M_{max} = \frac{B^2}{2p}$ Wenn $\frac{P}{p \cdot l} > \frac{b-a}{2a}$: $M_{max} = \left(P + \frac{pl}{2}\right)\frac{a \cdot b}{l}$	von B im Abstand $x' = \frac{B}{p}$ $x'' = b$
8.		$A = \frac{p \cdot l}{6}$ $B = \frac{p \cdot l}{3}$	$M_{max} = \frac{\sqrt{3}}{27} \cdot \frac{p \cdot l}{2} = 0{,}128 \frac{p \cdot l}{2}$	$x_{max} = \frac{l}{\sqrt{3}} = 0{,}577\, l$
		b) Frei aufliegende Träger mit überkragenden Enden.		
9.	Wenn $P_1 = P_2 = P$ und $c_1 = c_2 = c$	$A = \frac{P_1 (l + c_1) - P_2 \cdot c_2}{l}$ $B = \frac{P_2 (l + c_2) - P_1 \cdot c_1}{l}$ $A = P$ $B = P$	$M_{min} = -P_1 \cdot c_1$ oder $= -P_2 \cdot c_2$ jenachdem welcher Wert größer ist $M_{min} = -P \cdot c$	in A bzw. B für alle Querschnitte zwischen A und B konstant
10.		$A = B = p \cdot c$	$M_{min} = -\frac{p \cdot c^2}{2}$	für alle Querschnitte zwischen A und B konstant
11.		$A = B = p\left(\frac{l}{2} + c\right)$ Das größte positive Moment tritt auf, wenn nur die Strecke AB belastet:	$M_{min} = -\frac{p \cdot c^2}{2}$ $M_{mitte} = +\frac{p \cdot l^2}{8} - \frac{p \cdot c^2}{2}$ $M_{max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$	in A und B in Mitte
12.		$A = \frac{p_1 \cdot c_1 (2l + c_1) - p_2 \cdot c_2^2}{2l}$ $B = \frac{p_2 \cdot c_2 (2l + c_2) - p_1 \cdot c_1^2}{2l}$	$M_{min} = -\frac{p_1 \cdot c_1^2}{2}$ oder $= -\frac{p_2 \cdot c_2^2}{2}$	in A bzw. in B

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Größte Biegungsmomente	Gefährlichster Querschnitt
		c) Konsolträger, an einem Ende eingespannt, am andern frei.		
13.		$B = P$	$M_{min} = -P \cdot l$	in B
14.		$B = p \cdot l$	$M_{min} = -\frac{p \cdot l^2}{2}$	in B
15.		$B = \frac{p \cdot l}{2}$	$M_{min} = -\frac{p \cdot l^2}{6}$	in B
		d) Konsolträger mit Endstütze, an einem Ende eingespannt, am andern frei aufliegend.		
16.		$A = \frac{P \cdot b^2 (3a + 2b)}{2 l^3}$ $B = \frac{P \cdot a (2a^2 + 6a \cdot b + 3b^2)}{2 l^3}$	$M_{max} = A \cdot a = \frac{P \cdot b^2 \cdot a (3a + 2b)}{2 l^3}$ $M_{min} = A \cdot l - P \cdot b = -\frac{P \cdot a \cdot b (2a + b)}{2 l^2}$	in C bzw. in B
17.		$A = \frac{5}{16} \cdot P$ $B = \frac{11}{16} \cdot P$	$M_{max} = \frac{5}{32} P \cdot l$ (in C) $M_{min} = -\frac{6}{32} P \cdot l = -\frac{3}{16} P \cdot l$ (in B)	in B
18.		$A = \frac{3}{8} p \cdot l$ $B = \frac{5}{8} p \cdot l$	$M_{max} = \frac{9}{128} \cdot p \cdot l^2$ (in $\frac{3}{8} l$ von A) $M_{min} = -\frac{16}{128} p \cdot l^2 = -\frac{p \cdot l^2}{8}$ (in B)	in B
19.		$A = \frac{p \cdot l}{10}$ $B = \frac{4 p \cdot l}{10} = \frac{2}{5} p \cdot l$	$M_{max} = \frac{p \cdot l^2}{75} \sqrt{5}$, in $\frac{l}{5} \sqrt{5}$ von A $M_{min} = -\frac{p \cdot l^2}{15}$	in B

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Größte Biegungsmomente	Gefährlichster Querschnitt
		e) Beiderseits eingespannte Träger.		
20.		$A = \frac{P(3a+b)\cdot b^2}{l^3}$ $B = \frac{P\cdot(a+3b)\cdot a^2}{l^3}$	$M_A = -\frac{P\cdot a\cdot b^2}{l^2}$ $M_B = -\frac{P\cdot a^2\cdot b}{l^2}$ $M_{max} = A\cdot a - M_A$; (in C)	in A, wenn $a < b$ in B, wenn $b < a$
21.		$A = B = \frac{P}{2}$	$M_A = M_B = -\frac{P\cdot l}{8} = M_{min}$ $M_{max} = +\frac{P\cdot l}{8}$ (in C)	in A, B und C zugleich
22.		$A = B = \frac{p\cdot l}{2}$	$M_{min} = -\frac{p\cdot l^2}{12}$ $M_{max} = +\frac{p\cdot l^2}{24}$; (in Mitte)	in A und B
23.		$A = \frac{3}{20}\cdot p\cdot l$ $B = \frac{7}{20}p\cdot l$	$M_A = -\frac{p\cdot l^2}{30}$ $M_{min} = -\frac{p\cdot l^2}{20}$ (in B) $M_{max} = \text{rd.}\ \frac{1}{47}p\cdot l^2$ (im Abstand $x = l\cdot\sqrt{0{,}3}$)	in B
		f) Balken auf 3 Stützen.		
24.		$A = C = 0{,}375\,p\cdot l$ $B = 1{,}25\,p\cdot l$	$M_C = M_{min} = -0{,}125\,p\cdot l^2 \left(= -\frac{p\cdot l^2}{8}\right)$ $M_{max} = 0{,}0703\,p\cdot l^2$ (im Abstand $0{,}375\,l$ von A u. B)	in C
25.		$A = \frac{p_1\cdot l_1}{2} - \frac{p_1\cdot l_1^3 + p_2\cdot l_2^3}{8\,l_1(l_1+l_2)}$ $B = \frac{p_2\cdot l_2}{2} - \frac{p_1\cdot l_1^3 + p_2\cdot l_2^3}{8\,l_2(l_1+l_2)}$ $C = \frac{p_1\cdot l_1}{2} + \frac{p_2\cdot l_2}{2} + \frac{p_1\cdot l_1^3 + p_2\,l_2^3}{8\,l_1\cdot l_2}$	$M_{min} = M_C = -\frac{p_1\cdot l_1^3 + p_2\cdot l_2^3}{8(l_1+l_2)}$ $M_{1}\max = \frac{A^2}{2p_1}$ (im Abstand $x = \frac{A}{p_1}$ von A) $M_{2}\max = \frac{B^2}{2p}$ (im Abstand $x' = \frac{B}{p_2}$ von B)	in C

g) Träger auf mehreren Stützen (kontinuierliche oder durchlaufende Träger).

In folgender Tabelle sind die Stützendrücke T_0, T_1 usw. und die Stützenmomente M_1, $M_2 \ldots$, sowie die größten positiven Momente $M_{1\,max}$, $M_{2\,max}$, in den einzelnen Feldern für eine gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Last p bei gleichen Stützenabständen l und konstantem Trägerquerschnitt enthalten.

Werte	Anzahl der Stützen				Einheiten
	3	4	5	6	
T_0	0,3750	0,4000	0,3929	0,3947	$p \cdot l$
T_1	1,2500	1,1000	1,1428	1,1317	»
T_2	—	—	0,9286	0,9736	»
M_1	0,1250	0,1000	0,1071	0,1053	$p \cdot l^2$
M_2	—	—	0,0714	0,0789	»
$M_{1\,max}$	0,0703	0,0800	0,0772	0,0779	»
$M_{2\,max}$	—	0,0250	0,0364	0,0332	»
$M_{3\,max}$	—	—	—	0,0461	»

Nach diesen vorstehend gemachten Angaben können für die verschiedenen Belastungsfälle die zur Dimensionierung der Träger nötigen größten Momente ermittelt werden. Für event. hier nicht gegebene Belastungsfälle muß auf die betreffenden Werke der Statik verwiesen werden, doch wird man mit den hier gegebenen Fällen im Hochbau fast immer auskommen.

§ 24. Dimensionierung und konstruktive Ausbildung der einfachen Balkenträger.

1. Allgemeines. Die Dimensionierung der Träger hat in der Hauptsache nach dem größten Biegungsmoment zu erfolgen, das für die verschiedenen Belastungsfälle nach § 23 bestimmt werden kann. Für kleine Verhältnisse, wie diese im Hochbau am häufigsten vorkommen, genügen meist Träger aus Walzprofilen (**[**-, Z- **I**-Eisen), während für die größeren Spannweiten bzw. schwereren Lasten mitunter genietete Blechträger zur Verwendung kommen müssen. Aus dem ungünstigsten Biegungsmoment M ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment W nach der Formel $W = \frac{M}{k}$, wo k = zulässige Beanspruchung des Materials. Diesem Widerstandsmoment entsprechend ist das Trägerprofil zu wählen.

Auf die Dimensionierung kann ferner noch die Querkraft und die zulässige größte Durchbiegung von Einfluß sein. Die Querkraft spielt infolge der von ihrer Größe abhängigen horizontalen Schubspannungen eine Rolle hinsichtlich der Stegstärken und bei genieteten Blechträgern auch hinsichtlich der Vernietung der Gurtungen; doch ist eine Rechnung in diesem Sinne im allgemeinen nicht nötig, da einerseits die Stegstärken der Walzprofile reichlich stark genug sind, andererseits die üblichen Konstruktionsweisen der Blechträger in dieser Hinsicht fast immer genügen.

Die Durchbiegung soll im Hochbau bei Walzträgern in der Regel nicht mehr als $\frac{1}{500}$ bis $\frac{1}{600}$ und bei Blechträgen nicht mehr als $\frac{1}{800}$ bis $\frac{1}{1000}$ der Stützweite betragen. In der Regel ist diese Bedingung erfüllt, wenn je nach Belastungsart die Höhe der Walzprofile $\frac{1}{18}$ bis $\frac{1}{24}$, bei Blechträgern $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15}$ der Stützweite beträgt. Im übrigen soll auf die Untersuchung hinsichtlich der Durchbiegung hier nicht näher eingegangen werden, sondern es möge der Hinweis auf das auf S. 383 unten gesagte sowie die »Hütte« und die entsprechenden Werke der Statik und Festigkeitslehre genügen.

Zur allgemeinen konstruktiven Ausbildung der Träger sollen noch folgende Angaben dienen. In untergeordneten Fällen z. B. bei Überdeckung kleiner Maueröffnungen usw. werden vielfach alte Eisenbahnschienen verwendet, die mit Rücksicht auf ihre Billigkeit oft sehr zweckmäßig sein können, wenn deren Tragfähigkeit ausreichend ist. Von den Walzprofilen (siehe § 6, 3) dienen als Träger fast durchweg nur ⊏-, Z- oder I-Eisen, die ohne weiteres verlegt werden können; das dem erforderlichen Widerstandsmoment entsprechende Normalprofil ist aus den Profiltabellen auszusuchen. Von besonderem Vorteil kann mitunter die Verwendung der breitflanschigen (Differdinger oder Grey-)Profile werden, die neben einer hohen Tragfähigkeit auch eine große seitliche Steifigkeit aufweisen. In besonderen Fällen kann es zweckmäßig oder sogar erforderlich sein, zwei oder mehrere Träger nebeneinander zu verlegen, z. B. wenn eine Wand von einer gewissen Stärke unterfangen werden soll, bei Ausbildung schwerer Deckenunterzüge usw. Um bei solchen Anordnungen einen konstanten Abstand der einzelnen Träger voneinander zu sichern, sind diese durch Stehbolzenverbindungen (§ 14, 1, d) oder durch gußeiserne bzw. schmiedeeiserne Rahmen in entsprechenden Abständen miteinander zu verbinden. Besonders an den Auflagerstellen und an den Übertragungspunkten größerer Lasten sind solche Querverbindungen unerläßlich (siehe Abbildungen für Kopfausbildungen von Säulen § 20 u. 21, Abb. 288, 302, 305, 346 und 347).

Die genieteten Blechträger bestehen in der Hauptsache aus dem Stehblech und den beiden Gurtungen. Die Gurtungen werden durch aufgenietete Winkeleisen gebildet, die erforderlichenfalls noch durch Deckplatten (Lamellen) verstärkt werden. Durch entsprechende Wahl der Abmessungen, Anzahl und Längen der Deckplatten können die Träger den auftretenden Biegungsmomenten entsprechend an den verschiedenen Stellen verschieden stark ausgebildet werden, wodurch eine viel bessere Materialausnutzung als bei konstantem Querschnitt möglich ist. In diesem Punkte sind die genieteten Träger den Trägern aus Walzeisen überlegen, da bei letzteren das für die gefährlichsten Querschnitte erforderliche Material auch für die viel weniger beanspruchten Querschnitte beibehalten werden muß. Doch gleichen die Walzträger im allgemeinen diesen Nachteil, wenn nicht vollständig, so doch nahezu, durch ihren geringeren Einheitspreis wieder aus; denn die teuere Nietarbeit, die für die Blechträger erforderlich ist, fällt hier weg. Eine Verstärkung der Walzprofile durch aufgenietete Deckplatten ist meist nicht zu empfehlen, da durch deren Vernietung der Querschnitt der starken Flanschen verhältnismäßig zu sehr geschwächt wird. Es empfiehlt sich deshalb in fast allen Fällen, wo die unverstärkten Normalprofile nicht mehr genügen, genietete Blechträger zur Ausführung zu bringen.

2. Die konstruktive Ausbildung der Blechträger. Der Steg der Blechträger wird in der Regel aus einem Stehblech von 8 bis 12 mm Stärke (sehr oft 10 mm) gebildet. Zu den Gurtungen verwendet man 2 oder 4 Gurtwinkel und eventuell noch nach Bedarf je eine bis drei Deckplatten oben und unten (Abb. 375 bis 379). Für die Gurtwinkel sind mit Rücksicht auf die Vernietung keine kleineren Winkel als N.P. $6\frac{1}{2}$ zu wählen. Für größere Träger kommen mitunter sehr zweckmäßig ungleichschenklige Winkel zur Verwendung, wobei der größere Flansch wagerecht zu legen ist, um eine möglichst hohe Ausnutzung des Querschnitts zu erhalten.

Abb. 375 bis 379. Blechträger.

Die Stärke der Gurtplatten schwankt zwischen 1,0 und 1,4 cm. Aus praktischen Gründen läßt man die Gurtplatten in der Regel mindestens 0,5 cm über die Winkelflanschen überstehen; dieser Überstand schwankt gewöhnlich zwischen 0,5 und 2,0 cm. Die einzelnen Gurtplatten werden nur so weit geführt, als sie für die auftretenden Biegungsmomente nötig sind. Die dementsprechenden theoretischen Längen und Enden

der Gurtplatten lassen sich mit Hilfe der maximalen Momentenflächen leicht bestimmen. Ist z. B.:

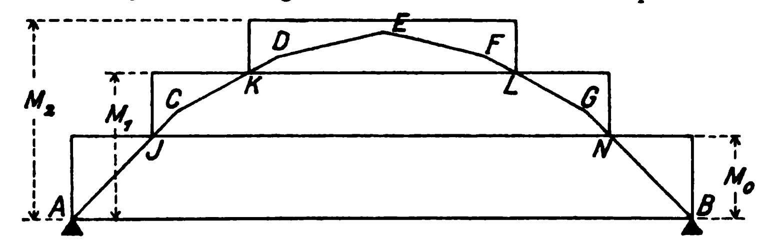
W_0 das Widerstandsmoment des Querschnitts ohne Deckplatten,

W_1 das Widerstandsmoment des Querschnitts mit je einer Gurtplatte oben und unten,

W_2 das Widerstandsmoment des Querschnitts mit je zwei Gurtplatten oben und unten,

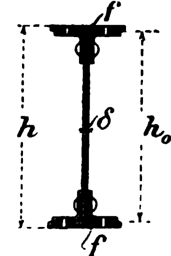
so können diese Widerstandsmomente unter Zugrundelegung einer zulässigen Beanspruchung k die Momente $M_0 = W_0 \cdot k$, $M_1 = W_1 \cdot k$ und $M_2 = W_2 \cdot k$ aufnehmen. Trägt man diese Momentenwerte in gleichem Maßstabe mit den auftretenden größten Biegungsmomenten auf, so ergeben sich die theoretischen Enden der einzelnen Deckplatten als die Schnittpunkte der Geraden für M_0 und M_1 mit der maximalen Momentenkurve (Abb. 380). J und N sind die theoretischen Enden der ersten, K und L diejenigen der zweiten Deckplatte. Die erste Deckplatte ist also theoretisch von J bis N, die zweite von K bis L zu führen. Praktisch werden die Deckplatten um so viel über die theoretischen Enden hinausgeführt, daß sie zuvor durch die ihrem Querschnitt entsprechende Nietzahl angeschlossen sind; zwei Nietreihen außerhalb der theoretischen Enden sind hierfür meist ausreichend.

Abb. 380. Bestimmung der theoretischen Enden der Deckplatten.



Für die Wahl der erforderlichen Querschnittsform und der Abmessungen für Blechträger können die hierfür aufgestellten Tabellen benutzt werden, z. B. diejenigen von ZIMMERMANN, SCHAROWSKY u. a. Auch in der »Hütte« sind Tabellen für Blechträger gegeben, die neben den verschiedenen Widerstandsmomenten W_0, W_1 usw. (unter Berücksichtigung der Nietschwächung) noch die Gewichte g_0, g_1 usw. für das laufende m enthalten. Man kann aus diesen Tabellen ein dem erforderlichen Widerstandsmoment entsprechendes Querschnittsprofil unmittelbar auswählen; bei dieser Auswahl wird man hinsichtlich der Steghöhe auf ein angemessenes Verhältnis zur Stützweite Rücksicht nehmen.

Abb. 381. Angenäherte Berechnung der Querschnittsabmessungen der Blechträger.



Stehen keine Tabellen zur Verfügung, so müssen die Querschnittsabmessungen der Träger berechnet werden. Es ist das Widerstandsmoment $W = \frac{J}{\frac{h}{2}}$, wenn J das Trägheitsmoments und h die Gesamthöhe des Querschnitts bedeutet. Bezeichnet man die Querschnittsfläche einer jeden Gurtung mit f und nimmt man den Schwerpunktsabstand der Gurtungen ungefähr gleich der Steghöhe h_0, so ist bei einer Stegstärke δ (Abb. 381) angenähert $J = 2 \cdot f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2 + \delta \cdot \frac{h_0^3}{12} = \frac{h_0^2}{2}\left(f + \frac{\delta \cdot h_0}{6}\right)$; da $W = \frac{M}{k} = \frac{J}{\frac{h}{2}} =$ angenähert $\frac{J}{\frac{h_0}{2}}$, so wird $\frac{M}{k} = \frac{J}{\frac{h_0}{2}} = h_0 \cdot \left(f + \frac{\delta \cdot h_0}{6}\right)$. Hieraus folgt $f = \frac{M}{k \cdot h_0} - \frac{\delta \cdot h_0}{6}$; mit Rücksicht auf

Nietschwächung sei gerechnet mit $f = \frac{M}{k \cdot h_0} - \frac{\delta \cdot h_0}{8}$. Wenn man die Steghöhe h_0 im entsprechenden Verhältnis zur Stützweite gewählt hat, so kann man nach dieser Formel den Querschnitt f einer jeden Gurtung leicht annähernd berechnen. Diesem f entsprechend wird man jede Gurtung aus zwei passenden Winkeleisen oder zwei Winkeleisen mit Gurtplatten zusammensetzen und kann dann den so gefundenen Querschnitt einer genaueren Nachrechnung unterziehen. Die genaue Formel für das Trägheitsmoment eines Blechträgers nach Abb. 382 ist

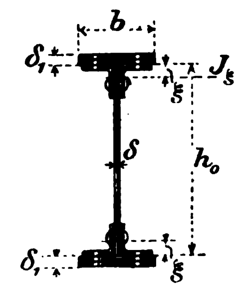


Abb. 382. Trägheitsmoment eines Blechträgers.

$$J = \frac{\delta \cdot h_0^3}{12} + 2 \cdot \left[2 J_\xi + 2 \cdot F_w \cdot \left(\frac{h_0}{2} - \xi\right)^2 + \frac{b \cdot \delta_1^3}{12} + b \cdot \delta_1 \cdot \left(\frac{h_0 + \delta_1}{2}\right)^2\right].$$

Hierin bedeutet J_ξ das Trägheitsmoment eines Winkeleisens für dessen wagerechte Schwerachse, F_w die Querschnittsfläche eines Winkels und ξ den Schwerpunktsabstand eines Winkels von dessen horizontaler Basis. J_ξ, F_w und ξ sind aus den Profiltabellen für Winkeleisen zu entnehmen. Der Wert $\frac{b \cdot \delta_1^3}{12}$ kann in der Regel vernachlässigt werden, besonders dann, wenn nur eine Deckplatte vorhanden ist. Von dem so gefundenen Werte J wäre noch der Einfluß der Nietlöcher abzuziehen und zwar entweder das Trägheitsmoment der wagerechten (zur Vernietung von Winkel und Stehblech) oder der senkrechten (zur Verbindung der Lamellen und Winkel). Gewöhnlich haben die senkrechten Nietlöcher den größten Einfluß, der für Abb. 382 gleich $4 \cdot f_N \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2$ ist, wenn f_N die Querschnittsschwächung für ein Niet bedeutet und der Schwerpunktsabstand der Nietschwächung von der Trägerachse $= \frac{h_0}{2}$ angenommen wird. Sind keine Deckplatten vorhanden, so müssen selbstredend die wagerechten Nieten berücksicht werden.

Eine andere Berechnung von J ergibt sich durch Auffassung des Querschnitts als Unterschied mehrerer Rechtecke (Abb. 383), wobei man vollständig ohne Querschnittstabellen auskommen kann. Das Trägheitsmoment für die wagerechte Schwerachse des Querschnitts ergibt sich hiernach zu

$$J = (b - 2d)\frac{h_1^3}{12} - 2 \cdot b_1 \cdot \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \cdot \frac{h_3^3}{12} - 2 \cdot b_3 \cdot \frac{h_4^3}{12}.$$

Hierbei ist der Abzug der lotrechten Nietlöcher schon berücksichtigt. Da in der letzten Gleichung keine Rücksicht auf die Abrundungen der Winkel genommen ist, so wird der sich hieraus ergebende Wert nicht so genau als derjenige der vorhergehenden Gleichung sein.

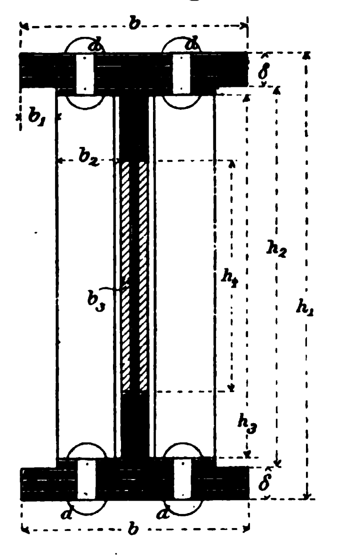


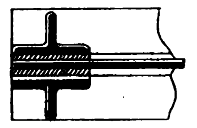
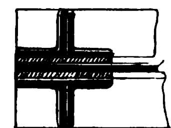
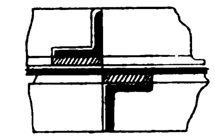
Abb. 383. Andere Berechnung des Trägheitsmomentes eines Blechträgers.

Wegen der weiteren Berechnung des Querschnitts hinsichtlich der erforderlichen Blechstärke des Steges und der Vernietung der Gurtungen mit Rücksicht auf die auftretenden, wagerechten Schubspannungen wird auf ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Brückenbau«, bearbeitet von Geheimerat Prof. Dr. Ing. LANDSBERG, III. Aufl., Leipzig 1908, verwiesen. Es sei hier nur bemerkt, daß die praktisch gewählten Stegstärken von 0,8 bis 1,2 cm und

die für die Vernietung der Gurtungen üblichen Nietabstände von 4 d bis 6 d den Anforderungen in dieser Hinsicht fast durchweg genügen. Bei Vorhandensein von Gurtplatten werden die zu deren Vernietung nötigen senkrechten Niete gegen die wagerechten, zur Verbindung von Winkel und Steg dienenden, versetzt.

Die Stehbleche der vernieteten Träger sind bei größeren Trägerhöhen gegen Ausknicken auszusteifen, besonders dann, wenn größere Lasten konzentriert auf die Träger wirken; z. B. bei Belastung durch große Einzellasten und besonders über den Auflagern. Solche Aussteifungen werden durch L- oder ⊥-Eisen erreicht, die an den betreffenden Stellen auf die ganze Höhe des Steges auf einer oder auf beiden Seiten aufgenietet werden. Als Aussteifungswinkel werden gewöhnlich Profile von N.P. 6,5 bis 8 verwendet. Für solche Aussteifungen unter den Angriffspunkten konzentrierter Lasten genügt bei Trägern bis zu 70 cm Höhe in der Regel 1 Aussteifungswinkel, für höhere Träger sind 2 zu empfehlen. Bei gleichmäßig verteilter Belastung von Trägern mit über 50 cm Steghöhe ordnet man solche Versteifungen in Abständen von 1,3 bis 1,5 m an. Der Nietabstand für diese Aussteifungen kann gleich 5d bis 7d gewählt werden. Besonders großer Wert ist auf die Aussteifungen über den Auflagern zu legen. Es sind hier mindestens 2, mitunter auch 4 Aussteifungswinkel oder 2 ⊥-Profile zu empfehlen (Abb. 384 bis 386).

Abb. 384 bis 386. Aussteifungen über den Auflagern.

Auch die Abb. 383 veranschaulicht die Aussteifung einer Blechträgerwand durch 2 Winkeleisen. In all diesen dargestellten Fällen sind die Aussteifungswinkel mit Futter unterlegt, um eine Kröpfung über die Gurtwinkel zu vermeiden; diese Anordnung ist bei niedrigeren Trägern immer vorzuziehen, während bei größeren Steghöhen der Kröpfung nichts im Wege steht und diese in der Regel billiger ist.

3. **Stoßausbildungen von Balkenträgern.** Die Stöße von Trägern sind nach den Regeln der Stoßanordnungen auf Biegung beanspruchter Konstruktionsteile auszubilden (§ 16, 2). Hiernach ist darauf zu achten, daß das Trägheitsmoment des stoßenden Querschnitts mindestens gleich dem Trägheitsmoment des gestoßenen ist, was in der Regel der Fall sein wird, wenn jeder einzelne Querschnittsteil jeweils durch unmittelbar aufgelegte, stoßende Konstruktionsteile wie Laschen, Winkel usw. von gleicher Querschnittsfläche gedeckt ist.



Abb. 387 u. 388. Stoß eines ⊏-Eisens.

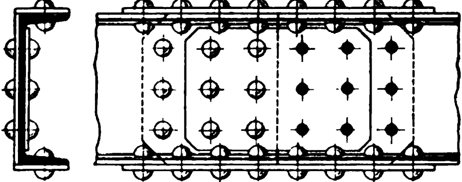
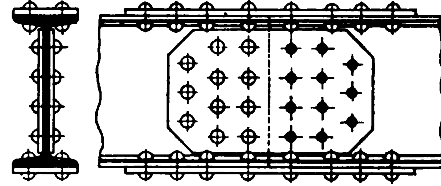


Abb. 389 u. 390. Stoß eines I-Eisens.



Die Abb. 387 u. 388 stellen den Stoß eines ⊏-Eisens, die Abb. 389 u. 390 denjenigen eines I-Eisens dar. Bei den zu stoßenden Blechträgern hat man zwischen solchen zu unterscheiden, für die nur ein Stoß des Stehbleches nötig ist und denjenigen, die vollständig gestoßen werden müssen. Die letzteren sind im Hochbau nicht sehr häufig, da die erhältlichen Längen der Gurtwinkel und Lamellen für die meisten Trägerlängen ausreichen.

Wird nur das Stehblech gestoßen, so kann die Konstruktion nach den Abb. 391 u. 392, oder nach den Abb. 393 u. 394 vorgenommen werden. Bei der ersteren Anordnung ist der Steg nur auf die freie Höhe h_1 zwischen den Gurtwinkeln durch beiderseits aufgelegte Deckbleche gestoßen. Diese Konstruktionsweise ist ausreichend, wenn das Trägheitsmoment der beiden Stoßbleche gleich demjenigen des Stehbleches ist, was zutrifft,

Abb. 391 u. 292. Stoß des Stehblechs nur auf dessen freie Höhe.

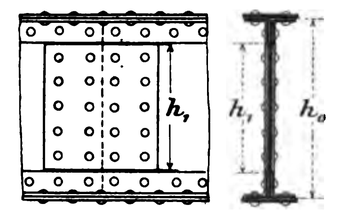
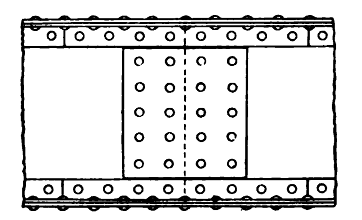
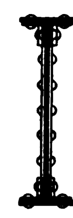


Abb. 393 u. 394. Stoß des Stehblechs auf dessen ganze Höhe.

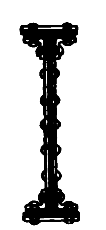


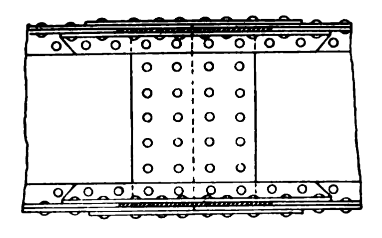


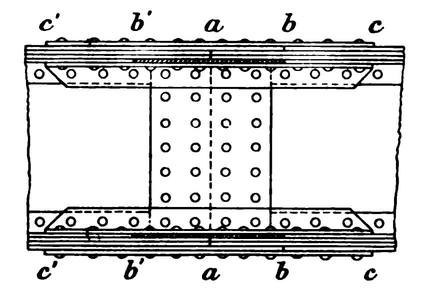
wenn bei gleicher Stärke der Stoßbleche und des Stehblechs die Höhe h_0 des letzteren ungefähr 70 cm ist. Bei niedrigeren Trägern ist es empfehlenswert, den unter den Gurtwinkeln liegenden Teil des Stehblechs durch besondere auf die Winkel aufgelegte Flacheisen indirekt zu stoßen (Abb. 393 u. 394); wegen der indirekten Stoßwirkung dieser Flacheisen sind diese ungefähr doppelt so lang zu wählen als die direkten Stoßbleche, da die Kraft zunächst durch die darunterliegende Winkelflansche aufgenommen wird und diese Winkelflansche deshalb durch die Flacheisen entlastet werden müssen. Die Vernietung der Stoßbleche mit dem Steg ist selbstredend so vorzunehmen, daß das Trägheitsmoment des Stoßquerschnitts durch die Niete übertragen werden kann. Hinsichtlich der Berechnung der Anzahl und Anordnung dieser Stoßniete sei ebenfalls auf das »Lehrbuch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Brückenbau«, verwiesen.

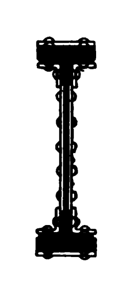
Sind auch die Gurtungen der Blechträger zu stoßen, so ist die Stoßausbildung so vorzunehmen, daß jeder einzelne Teil der Gurtung durch ein entsprechendes Stück von mindestens gleichem Querschnitt gedeckt wird. Die Abb. 395 bis 398 stellen gute

Abb. 395 bis 398. Stoß des Stehblechs und der Gurtungen.









Konstruktionen dieser Art dar. In beiden Fällen ist das Stehblech durch beiderseits aufgelegte Stoßbleche von der vollen Steghöhe gestoßen; die Winkel müssen deshalb an diesen Stoßblechen aufhören und der Stoß derselben wird durch vorgelegte Winkelprofile vermittelt. Die an Stelle der fehlenden Horizontalflansche eingelegten Futterstücke können zum Stoß der ersten Deckplatte mit Verwendung finden.

In den Abb. 395 u. 396 ist zum Stoß der Deckplatte außerdem noch eine Stoßlamelle hinzugefügt. Bei Anordnung nach Abb. 397 u. 398 enthält jede Gurtung drei Deckplatten; die erste Platte ist durch das vorerwähnte Futterstück gestoßen, während der Stoß der zweiten Deckplatte bei *a* durch die darüberlaufende Deckplatte 3 gedeckt

ist. Da hierdurch die Deckplatte 3 auf die Strecke b bis b' in Anspruch genommen ist, so wird für deren Stoß eine Stoßlasche von der Länge c bis c' nötig. Diese letzte Stoßart bezeichnet man als indirekten Stoß. Wenn für den Stoß der Gurtungen beachtet wird, daß jeder zu stoßende Teil durch einen mindestens gleichgroßen Stoßquerschnitt gedeckt ist und wenn diese Stoßquerschnitte jederseits des Stoßes mit der ihrer Querschnittsgröße entsprechenden Nietzahl angeschlossen sind, so wird eine weitere Berechnung der Stoßausbildung in den meisten Fällen nicht mehr nötig.

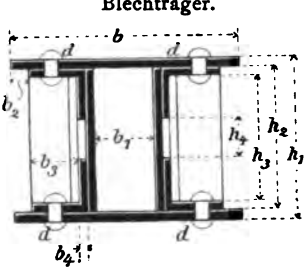
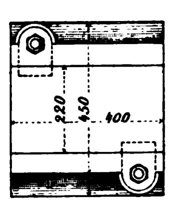


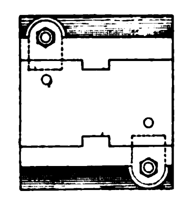
Abb. 399. Kastenförmiger Blechträger.

Es sei noch bemerkt, daß im Hochbau mitunter zwei Blechträger nach Abb. 399 zu einem gemeinsamen Träger vereinigt werden. Solche Träger haben wohl den Vorteil, daß schon bei geringerer Höhe eine größere Tragfähigkeit erzielt werden kann, doch ist die geschlossene Form des Querschnitts als nachteilig zu bezeichnen, da das Innere dieses Trägers nach der Ausführung nicht mehr zugänglich ist. Man sollte deshalb wenn möglich, solche geschlossene, kastenförmige Querschnitte vermeiden.

§ 25. Die Auflager der Balkenträger. Die Lagerung der Balkenträger auf besondere Auflagerkonstruktionen hat den Zweck, den Angriffspunkt der Auflagerkräfte möglichst genau festzulegen, die Kräfte auf eine größere Fläche des Auflagersteins oder Mauerwerks zu verteilen und die durch Temperaturschwankungen auftretenden Längenänderungen zuzulassen. Diesem letzteren Zweck dienen die beweglichen Auflager. Ferner sollen die Auflager noch die durch die Belastung eintretenden Durchbiegungen der Träger ermöglichen, um Kantenpressungen an der Vorderkante der Auflagerflächen zu vermeiden.

An jeder Auflagerstelle ist unter die Träger eine besondere Auflagerplatte anzunieten, welche die Druckübertragung auf die Lager selbst vermittelt. Die Vernietung dieser Auflagerplatte findet fast durchweg mit versenkten Nieten statt, damit die Nietköpfe die klare Auflagerung und die Beweglichkeit des losen Auflagers nicht stören. Zur gleichmäßigen Druckübertragung werden die Lager mit einer Zementschicht untergossen. Um eine Verschiebung des Lagers gegen den Auflagerstein zu verhindern, werden an die Lager meist Rippen angegossen, die in entsprechende Rillen des Auflagersteins einzulassen und mit Zement zu vergießen sind. Auch Steinschrauben können zu diesem Zweck Verwendung finden. Die Lager selbst werden in der Regel aus Gußmaterial, Gußeisen oder Stahlguß, hergestellt; für die Konstruktion des Hochbaues ist Gußeisen fast immer ausreichend.




Abb. 400 bis 402. Flächenlager.

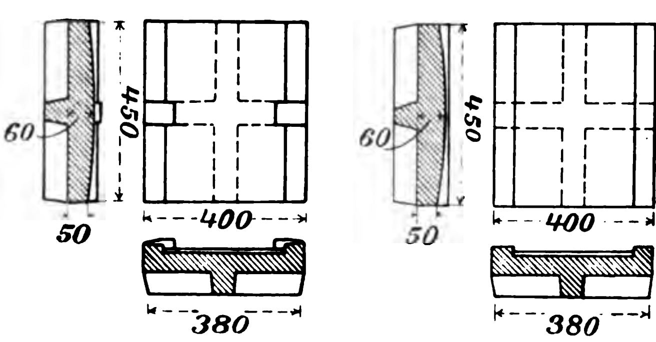
Die Ausbildung der Lagerkonstruktion kann, je nach dem jeweiligen Zweck des Lagers und der Größe des Auflagerdrucks, verschieden vorgenommen werden; so unterscheidet man:

1. **Flächenlager** (Abb. 400 bis 402), die aus ebenen Platten bestehen, auf denen die Träger fest oder beweglich aufliegen. Diese Flächenlager haben jedoch den Nachteil, daß die Auflagerung nicht vollkommen klar, und daß bei Durchbiegungen der Träger an der Vorderkante größere Beanspruchungen, d. h. Kantenpressungen auftreten. Solche Lager sollten deshalb höchstens nur für kleinere Verhältnisse Verwendung finden.

2. **Tangentialkipplager.** Der Nachteil der Flächenlager wird durch Ausbildung einer konvexen (zylindrischen) Auflagerfläche beseitigt. Solche Lager, bei denen ein den

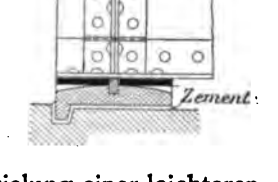
Durchbiegungen entsprechendes Kippen möglich ist, werden demgemäß als Tangentialkipplager bezeichnet. Die Abb. 403 bis 408 stellen ein solches Lager dar. Die Unverschieblichkeit am festen Auflager ist hierbei durch seitliche Vorsprünge (Zähne) erreicht, die in entsprechende Aussparungen der Trägerplatte eingreifen und so viel Spielraum haben, daß beim Kippen keine Klemmungen eintreten. Der gleiche Zweck kann auch durch einen Dorn (Coupille) erzielt werden, der mit Rücksicht auf ein Kippen oben eine konische Gestalt erhält (Abb. 409).

Abb. 403 bis 408. Tangentialkipplager.



Bei den vorerwähnten Flächen- und Tangentialkipplagern erfolgt die Beweglichkeit des losen Lagers durch das Gleiten des Trägers auf dem Lager; es ist deshalb hierbei die gleitende Reibung zu überwinden und man bezeichnet daher diese Art der beweglichen Lager als Gleitlager. Der Gleitwiderstand ist $R = \mu \cdot A$, wo A den Auflagerdruck und μ den Reibungskoeffizient der Berührungsfläche bezeichnet.

Abb. 409. Tangentialkipplager mit Dorn.



3. Rollenlager. Da der Gleitwiderstand für größere Auflagerdrücke zu groß werden kann, wendet man in vielen Fällen zur Erzielung einer leichteren Beweglichkeit Rollenlager an. Die Abb. 410 bis 413 zeigen eine Tangentialkipplagerung, bei der das bewegliche Lager mit Hilfe von Rollen konstruiert ist. Die Rollvorrichtung besteht hierbei aus 3 Rollen, die auf der sog. Grundplatte aufliegen und

Abb. 410 bis 413. Rollenlager.

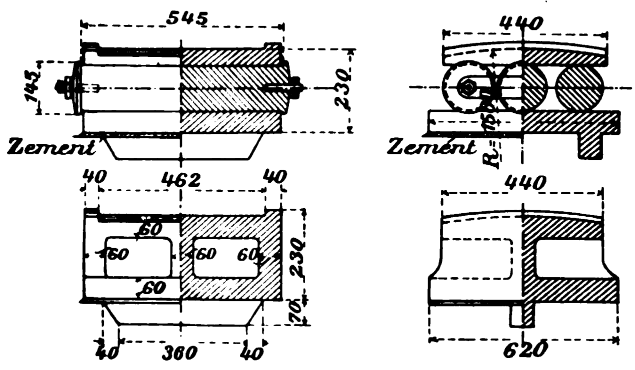
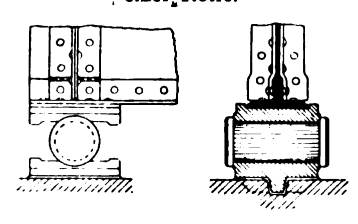


Abb. 414 u. 415. Rollenlager mit nur einer Rolle.

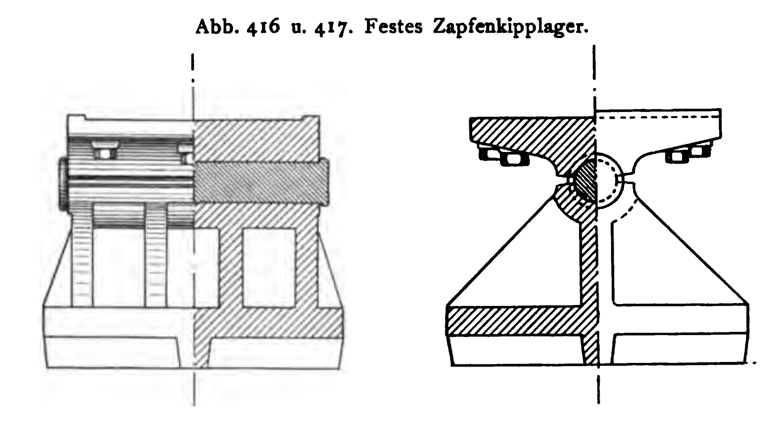


die »Rollplatte« tragen. Das zugehörige feste Auflager Abb. 212 und 213 hat dieselbe Konstruktionshöhe wie das bewegliche Lager erhalten, um eine gleichgroße Fläche, eine gleiche Höhenlage der Auflagerquader zu ermöglichen. Sehr oft genügt auch eine Rolle zur Kraftübertragung (Abb. 414 u. 415). Eine solche Anordnung hat den Vorteil, daß eine vollkommen klare Kraftübertragung neben einer leichten Beweglichkeit gewährleistet wird. Außerdem wird hierbei eine besondere Tangentialkipplatte erspart.

4. Zapfenkipplager. Für große Konstruktionen des Hochbaues, wie z. B. große Dachbinder u. dergl. kommen zeitweise auch Zapfenkipplager zur Anwendung, wie

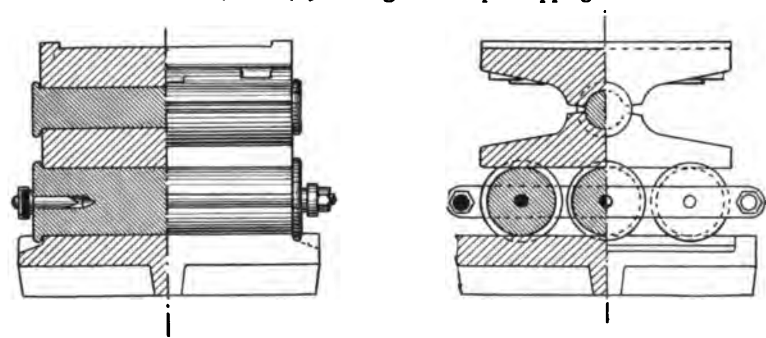
solche besonders beim Brückenbau reichlich zu finden sind (Abb. 416 bis 419). Bei diesen Zapfenkipplagern erfolgt das Kippen um einen besonderen Kippzapfen von zylindrischer Form. Das feste Auflager (Abb. 416 u. 417) besteht aus dem sog. Lagerstuhl und dem oberen Teil, der Kipplatte; zwischen beiden liegt der Kippzapfen. Durch entsprechende Ausbildung des Lagerstuhls kann man die Auflagerkraft auf eine beliebig große Auflagerfläche verteilen.

Abb. 416 u. 417. Festes Zapfenkipplager.



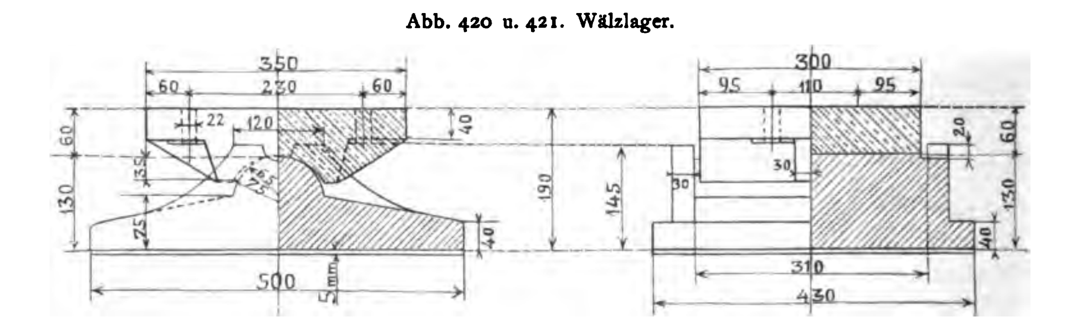
Das bewegliche Auflager (Abb. 418 u. 419) besteht aus der Grundplatte, der Rollvorrichtung oder dem Walzenwagen, der Rollplatte, dem Kippbolzen oder Kippzapfen und der Kipplatte. Da diese Auflager für den Hochbau eine geringere Bedeutung haben, soll an dieser Stelle hierauf nicht näher eingegangen werden, sondern es mag der Hinweis auf das »Lehrbuch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Brückenbau«, und die »Hütte« genügen. Auch die Berechnung der einzelnen Lagerteile ist dort zu finden.

Abb. 418 u. 419. Bewegliches Zapfenkipplager.



5. **Wälzlager.** Es sei noch eine weitere Art der Lagerausbildung durch Abb. 420 u. 421 gegeben, bei der sich die Kipplatte mit einer konkav-zylindrischen Auflagerfläche auf eine konvex-zylindrische Fläche des Lagerstuhls stützt. Der Radius der konkaven

Abb. 420 u. 421. Wälzlager.



Fläche ist etwas größer als derjenige der konvexen; beim Kippen findet also ein Abwälzen der beiden Teile aufeinander statt und man bezeichnet deshalb solche Lager als Wälzlager. Näher auf diese größeren Lageranordnungen einzugehen, überschreitet den Rahmen dieses Lehrbuchs.



V. Die eisernen Dachkonstruktionen.

26. Die Dachkonstruktionen im allgemeinen. Die Dachkonstruktionen bestehen im allgemeinen aus 4 hauptsächlichen Teilen, den eigentlichen tragenden Konstruktionsteilen (Binder), der Dachdeckung einschließlich der Unterlage (Lattung bzw. Schalung), den Zwischenkonstruktionen (Sparren und Pfetten) und dem Wind- oder Querverband. Je nachdem die Binder aus Holz oder Eisen konstruiert sind, spricht man von Holz- oder Eisendächern; das Material der Deckung, der Sparren und der Pfetten ist auf die Bezeichnungsweise nicht von Einfluß.

Die Holzdächer kommen für kleine Verhältnisse, wie für gewöhnliche Wohngebäude usw. wegen ihrer Einfachheit in der Herstellung und Billigkeit noch fast durchweg zur Verwendung, während in allen Fällen, bei denen es sich um größere Spannweiten handelt und Holzkonstruktionen zu schwerfällig sind oder nicht mehr ausreichen, Eisen zu bevorzugen ist, wie z. B. bei Fabrik- und Speicherbauten, größere Güterschuppen, Lokomotivschuppen, Bahnhofshallen, Ausstellungsräumen usw. Auch da, wo die Binderkonstruktionen sichtbar bleiben, wird man wegen des leichteren, gefälligen Aussehens dem Eisen meist den Vorzug geben.

Als Vorteil des Eisens gegenüber dem Holz wäre außer der größeren Leichtigkeit der Konstruktion noch die klarere konstruktive Ausbildung und die damit verbundene klarere Rechnungsweise anzuführen. Auch sind Zugverbindungen aus Eisen viel leichter und besser herzustellen, als solche aus Holz. Besonders bei Dachkonstruktionen, die mit Glas gedeckt werden, wird man zweckmäßig Eisen verwenden, damit der Eintritt des Lichtes möglichst wenig gehindert wird. Auch bei kleineren Vordächern für Vorfahrten, Hauseingängen usw., die dem Witterungswechsel in starkem Maße ausgesetzt sind, wird Eisen dem Holz fast immer vorzuziehen sein und dies auch mit Rücksicht auf die leichtere Konstruktionsweise.

Neben den Holz- und Eisendächern kommen noch Holz-Eisen-Dächer zur Verwendung, bei denen die Binder teils aus Holz, teils aus Eisen konstruiert sind; Holz findet hierbei für gedrückte, Eisen für gezogene Teile Verwendung. Doch sind diese gemischten Konstruktionen seltener geworden, da in der Regel ein einheitliches Material vorzuziehen ist. Als Material für die eisernen Dachkonstruktionen kommt gegenwärtig fast nur noch Schweiß- und Flußeisen in Betracht; Gußeisen ist wegen seiner Sprödigkeit für die eigentlichen tragenden Konstruktionsteile unbrauchbar und findet nur für die Auflager vorteilhafte Verwendung.

Die Einteilung der Dächer kann nach verschiedenen Gesichtspunkten vorgenommen werden. Nach der Dachform unterscheidet man:

1. Satteldächer und Pultdächer, auch Dreiecksdächer genannt, nach der Form des parallel zu den Bindern gelegten Dachquerschnitts,
2. Drempel- oder Kniestockdächer, die an einer oder an beiden Seiten lotrechte Flächen aufweisen,
3. Mansardendächer, deren Dachfläche jederseits einmal gebrochen, jedoch im unteren Teil nicht lotrecht ist,
4. Zylinder- oder Tonnendächer mit zylindrischer Dachfläche,
5. Kuppel- und Zeltdächer mit räumlichen Dachflächen.

Nach der Art der Lagerung der Dachbinder kann man die Dächer auch einteilen in:

1. Balkendächer mit einem festen und einem beweglichen Auflager, die bei lotrechter Belastung senkrechte Auflagerdrücke erzeugen.
2. Bogendächer oder Sprengwerksdächer, die bei lotrechter Belastung schräge Auflagerdrücke hervorbringen. Hierbei sind in der Regel zwei feste Auflager vorhanden; das eine dieser wird mitunter durch ein bewegliches Lager und eine Zugstange ersetzt, wobei der Träger äußerlich als Balkenträger wirkt, innerlich aber als Bogenträger zu berechnen ist.
3. Auslegerdächer oder überragende Dächer, deren Binder über die Auflager hinausragende Enden haben und Balken- oder Bogenbinder sein können.
4. Konsol- oder Kragdächer, die an einem Ende eingespannt sind und am anderen frei ausladen.

Die Dächer können entweder als Pfettendächer oder als Sparrendächer konstruiert werden. Bei den Pfettendächern liegt die Dachdeckung direkt auf den Pfetten auf, die Sparren fallen hierbei weg (z. B. bei Wellblechdeckung und Massivdeckung aus Eisenbeton). Bei den Sparrendächern wird die Deckung indirekt durch die Sparren auf die Pfetten übertragen. Nach den freitragenden Längen der Sparren bestimmt sich der größte Abstand der Pfetten und demgemäß auch die Anordnung der Binderknotenpunkte. Der Abstand der einzelnen Binder, d. h. die Binderentfernung oder Binderteilung, ist im allgemeinen von der freitragenden Länge der Pfetten abhängig. Für Binderabstände von 3 bis 4 m genügen in der Regel Holzpfetten, bei größeren Binderentfernungen werden fast durchweg eiserne Pfetten nötig.

Um bei den Dachkonstruktionen die Standsicherheit der einzelnen Binder gegen seitliches Umkippen zu gewährleisten und um, senkrecht zu den Binderebenen wirkende Kräfte durch Wind usw. aufnehmen zu können, sind die einzelnen Binder der Dachkonstruktionen durch sog. Querverbindungen oder Windverbände miteinander zu verbinden. Diese werden bei Holzdächern in der Regel durch die aufgenagelten Sparren mit Schalung bzw. Lattung und durch die Steifigkeit der gesamten Konstruktion ersetzt, so daß besondere Ausbildungen in dieser Hinsicht gewöhnlich nicht nötig werden. Bei den eisernen Dächern werden meistens immer je 2 Binder durch einen besonderen Windverband zu einer standsicheren, räumlichen Konstruktion vereinigt.

In bezug auf die Auflagerung der Dachbinder ist zu bemerken, daß eine klare Lagerung im allgemeinen nur für die eisernen Binder vorhanden ist. Während die Holzkonstruktionen gewöhnlich ohne weiteres auf den Mauern aufliegen, werden die Auflagerknotenpunkte der eisernen Binder auf besondere Lagerstühle oder Lagerplatten verlegt, deren Ausbildung dem jeweiligen Zweck des Lagers entsprechend (festes oder bewegliches Lager) vorgenommen werden muß. Es ist nicht nötig, an dieser Stelle auf die Lager der Dachbinder noch näher einzugehen, da für diese das gleiche gilt, was in § 25 über die Lager der Balkenträger gesagt wurde.

§ 27. Die Belastungen der Dachkonstruktionen. Bei den Belastungen der Dachkonstruktionen hat man wieder zwischen den Eigengewichten und zufälligen Lasten zu unterscheiden. Das Eigengewicht setzt sich aus dem Gewicht der Dachdeckung einschließlich der Sparren mit Schalung bzw. Lattung und dem Gewicht der Binder mit Pfetten und Querverbände zusammen. Das Eigengewicht der Dachdeckung einschließlich der Unterlage wird gewöhnlich für das qm schräger Dachfläche eingeführt. In folgender Tabelle sind diese Eigengewichte für die wichtigsten Dachdeckungen gegeben.



Tabelle für Eigengewichte der Dachdeckungen, einschließlich Sparren, Latten und Deckungsstoff für 1 qm schräge Dachfläche.[13])

(Wenn nichts Besonderes gesagt, ist für die Sparren eine Entfernung von 1,0 m und eine Stärke von 13/16 cm, sowie Latten von 4/6 cm angenommen.)

Art des Daches	kg/qm	Art des Daches	kg/qm
Einfaches Biberschwanz-Dach	90	Wellblechdach auf Winkeleisen i/m.	25
Biberschwanz-Doppeldach	120	Holzzementdach einschließlich Schalung 3,5 cm stark und Sparren 13/18 cm stark	180
Kronendach	130	Glasdach auf Sprosseneisen einschließlich dieser, Glas 4 mm stark (Sprossenabstand 0,45 m)	20
Pfannendach	90	Desgl. Glas 5 mm stark (Sprossenabstand 0,55 m)	25
Desgl. auf Schalung 2,5 cm stark und darüber Lattung	110	Desgl. Glas 6 mm stark (Sprossenabstand 0,55 m)	30
Deutsches Schieferdach auf Schalung 2,0 cm stark	85		
Falzziegeldach	110		
Zinkdach auf Schalung 2,5 cm stark	40		
Teerpappdach auf Schalung 2,5 cm stark	35		

Für die Berechnung der Eigengewichtslasten der Deckung können entweder die vorstehenden, auf die wirkliche, geneigte Dachfläche bezogenen Werte zugrunde gelegt, oder auch die Gewichte für das qm Dachgrundfläche in Rechnung gesetzt werden, die sich ergeben, wenn die obigen Werte noch mit $\frac{1}{\cos \alpha}$ multipliziert werden, wobei α den Winkel der Dachneigung zur Horizontalen bedeutet.

Das Gewicht der Binder selbst läßt sich nicht so ohne weiteres angeben, da dies von den verschiedenen Verhältnissen des Daches, wie Art der Deckung, Spannweite, Entfernung der Binder usw. abhängig ist. Man muß sich demgemäß bei der Ermittelung der Eigengewichtslasten bezüglich der Bindergewichte zunächst mit Annahmen begnügen und zwar kann man als Eigengewicht der Binder einschließlich Pfetten und Querverbände folgende Werte für das qm Dachgrundfläche (Horizontalprojektion) einführen:

für leicht konstruierte Dächer 20 bis 30 kg
» schwerer » » 30 bis 40 event. bis 50 kg.

Für besonders große Dächer und ausnahmsweise Fälle wird man das Bindergewicht schätzungsweise nach ähnlichen ausgeführten Konstruktionen annehmen oder mit Hilfe überschläglicher Berechnungen ermitteln.

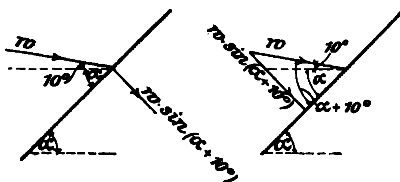
Als *zufällige Lasten* können bei Dachkonstruktionen Schneelast und Winddruck auftreten; werden diese bei der Berechnung berücksichtigt, so kann eine Belastung durch Arbeiter außer acht gelassen werden. Für die *Schneelast* sind 75 kg für das qm Dachgrundfläche einzuführen; auf die Möglichkeit einer einseitigen, sowie einer vollen Schneebelastung ist Rücksicht zu nehmen. Bei einer Dachneigung zur Horizontalen von 45 bis 50° genügt es, die Hälfte, also ungefähr 40 kg für das qm Grundfläche in Rechnung zu stellen; ist die Dachneigung steiler als 50°, so bleibt der Schnee nicht mehr liegen.

Als *Winddruck* wird für die gewöhnlichen Hochbauten im allgemeinen eine Kraft von 125 kg für das qm senkrecht zur Windrichtung stehender Fläche angenommen; für besonders freistehende oder besonders hochliegende, dem Wind in höherem Maße ausgesetzte Dachkonstruktionen muß unter Umständen mit stärkerem Winddruck gerechnet werden. Es kann der Wert in sehr ungünstigen Fällen sogar bis 250 kg/qm steigen,

[13]) Entnommen aus der »Hütte«.

wie z. B. bei hohen Türmen, besonders freiliegenden Bauten an der See usw. Die Windrichtung wird gewöhnlich unter 10° zur Horizontalen geneigt eingeführt. Ist die Windkraft für das qm Fläche senkrecht zur Windrichtung $= w$ und der Winkel der getroffenen Dachfläche zur Horizontalen $= \alpha$, so ist die senkrecht zu dieser Dachfläche wirkende Windkraft für das qm: $P = w \cdot \sin(\alpha + 10°)$ (Abb. 422). Wird die Windrichtung horizontal angenommen, so wäre $P = w \cdot \sin \alpha$. Diese Werte $w \cdot \sin(\alpha + 10°)$ bzw. $w \cdot \sin \alpha$ lassen sich auch leicht graphisch ermitteln, indem man auf der Windrichtung den Wert w in bestimmtem Maßstab aufträgt und das Lot auf die betr. Dachneigung fällt; die Länge dieses Lotes, gemessen im Maßstab von w, stellt den Wert $w \cdot \sin(\alpha + 10°)$ (Abb. 423) bzw. $w \cdot \sin \alpha$ dar. Für die Dächer offener Hallen, wie Bahnsteighallen, offene Lagerschuppen usw. ist ein von innen nach außen wirkender Winddruck von 60 kg für das qm Dachfläche zu berücksichtigen.

Abb. 422 u. 423. Die auf eine Dachfläche wirkende Windkraft.



Für überschlägliche Berechnungen von Dachkonstruktionen genügt es oft, bei mittlerer Dachneigung für Schnee und Wind eine gesamte lotrechte Belastung von 100 bis 125 kg für das qm Dachgrundfläche einzuführen. Wie die einzelnen Berechnungen für Eigengewicht, Schnee und Wind vorzunehmen sind, wird in dem nächsten Paragraphen erläutert werden.

§ 28. Die eisernen Dachbinder.

1. Die allgemeine Anordnung und die verschiedenen Systeme der Dachbinder. Die eisernen Dachbinder werden im allgemeinen als Fachwerksträger ausgebildet; nur ausnahmsweise und in ganz besonderen Fällen kommen vollwandige Träger zur Verwendung z. B. als vollwandige Bogenbinder. Die Dachkonstruktionen werden nach ebenen und räumlichen Konstruktionen unterschieden, je nachdem ob jeder einzelne Binder für sich allein als stabiler Träger aufgefaßt werden kann und imstande ist, die in seine Ebene fallenden Kräfte aufzunehmen, oder ob eine solche Stabilität nur durch den räumlichen Zusammenhang mit anderen Bindern vorhanden ist.

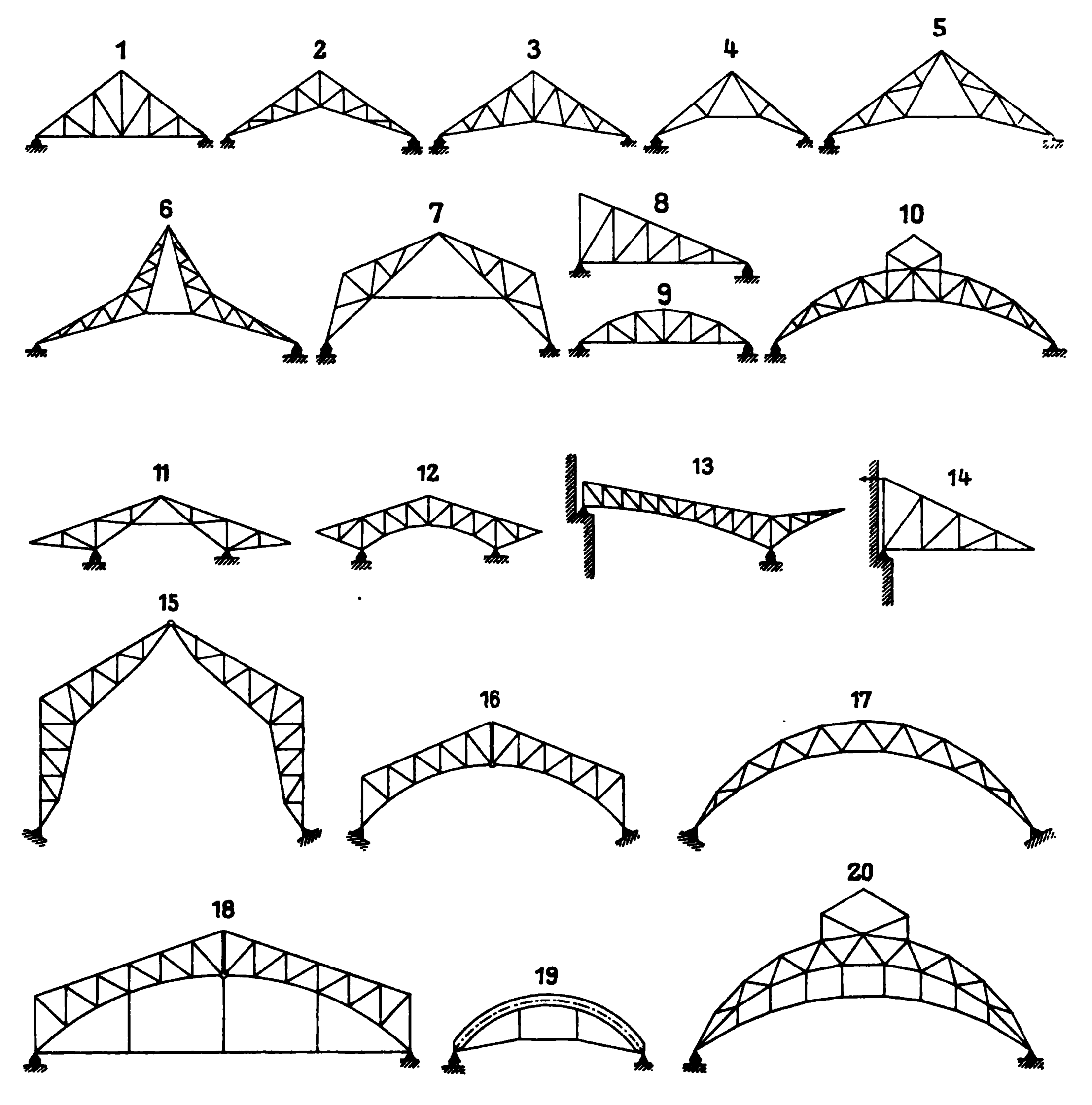
Zu den ebenen Dachkonstruktionen gehören in der Hauptsache die Balken-, Bogen- und Konsoldächer, während die Zelt- und Kuppeldächer räumliche Konstruktionen darstellen. Die Binder der Balkendächer sind Balkenträger, die der Bogendächer Bogenträger und die der Konsoldächer Konsolträger; hinsichtlich der charakteristischen Eigenart und des Unterschieds dieser Trägerarten kann auf § 22 verwiesen werden.

Da die Fachwerksträger nur in den einzelnen Knotenpunkten belastet werden dürfen, wenn in den Stäben nur Zug und Druck vorkommen soll, so richtet sich die Fachwerksgliederung kleinerer und mittlerer Dächer nach der Anordnung der Pfetten, deren Anzahl und Abstände voneinander wieder von der Tragweite der Sparren abhängig sind. Außerdem ist auf die Form der Binder noch die Gestalt des Daches (für die Obergurtung) und der unter dem Dach event. freizuhaltende Raum (für die Untergurtung) maßgebend. Bei sehr großen Spannweiten der Binder muß man in erster Linie auf eine zweckmäßige Bindergestalt in statischer und technischer Hinsicht Rücksicht nehmen, und es wird sich in solchen Fällen die äußere Dachform, die Anordnung und Lage der Pfetten in gewissem Sinne nach den Bindern richten müssen.

In manchen Fällen kommt es vor, daß Dachbinder außer den in § 27 angeführten Belastungen noch angehängte Decken, wie z. B. bei großen Saalbauten, Monumental-

bauten mit großen Räumen usw., oder Laufbahnen für Krane, Aufzüge, wie bei Fabriks- und Werkstattbauten, zu tragen haben, welche Umstände ebenfalls auf eine zweckmäßige Form der Binder von Einfluß sein können. Eine möglichst klare, einfache Fachwerksgestalt, die eine klare statische Berechnung und eine möglichst konstruktive Ausbildung gestattet, ist stets anzustreben. Die Abbildungen 424 bis 443 bieten verschiedene wichtige Binderformen ebener Dachkonstruktionen dar.

Abb. 424 bis 443. Zusammenstellung verschiedener Systeme von Dachbindern eiserner Dachkonstruktionen



In dieser Übersicht stellen die Abbildungen 1 bis 13 Binder von Balkendächern auf 2 Stützen dar und zwar werden die Binder nach Abb. 1 bis 3 in der Regel als englische Dachbinder oder Dreiecksbinder bezeichnet. Die sog. POLONCEAU- oder WIEGMANN-Dachbinder nach Abb. 4 u. 5 könnte man in einfache (Abb. 4) und doppelte Binder (Abb. 5) unterscheiden. Abb. 8 stellt den Binder eines Pultdaches dar, während die in Abb. 6 u. 7 gegebenen Binderformen für Dachkonstruktionen mit gebrochener Dachfläche Verwendung finden. Die Abb. 9 u. 10 zeigen Systeme mit

polygonaler Obergurtung für Tonnendächer; die letztere Anordnung wird auch als Sicheldach bezeichnet und trägt in der Mitte eine sog. Laterne zur Lüftung und Beleuchtung. Dachbinder mit überkragenden Enden, wie diese bei Bahnsteighallen und Güterschuppen oft Verwendung finden, sind durch die Abb. 11 bis 13 gegeben. Als Beispiel für ein Konsoldach möge Abb. 14 dienen.

Die folgenden Abbildungen 15 bis 20 stellen Binder von Bogendächern dar. Während die Anordnungen nach Abb. 15 bis 17 die horizontalen Komponenten ihrer Kämpferdrücke auf die Lager und das darunterliegende Mauerwerk übertragen, werden diese Horizontalschübe bei den Anordnungen 18 bis 20 durch Zugstangen aufgenommen, so daß auf das Mauerwerk bei lotrechter Belastung nur lotrechte Kräfte übertragen werden. Von diesen Bogendächern sind die Systeme nach den Abb. 15, 16 u. 18 als Dreigelenkbogen statisch bestimmt, während die Binder nach Abb. 17, 19 u. 20 einfach statisch unbestimmte Konstruktionen darstellen. Der Binder nach Abb. 19 ist als vollwandiger Bogenbinder mit aufgehobenem Horizontalschube gedacht.

Auf die größeren ebenen Dachkonstruktionen, die über mehrere Stützpunkte hinweglaufen und aus mehreren Fachwerksteilen zusammengesetzt sind, wie Scheddächer, Sägedächer usw., sowie auf die räumlichen Dachkonstruktionen sei an dieser Stelle nicht näher eingegangen; der Hinweis auf FÖRSTERS »Eisenkonstruktionen« und das »Handbuch der Architektur« möge hier genügen.

2. Die Berechnung einfacher Balkenbinder. Hinsichtlich der Berechnung der Dachbinder seien hier die allgemeinen Gesichtspunkte angeführt und auf den Balkenbinder nach Abb. 444 angewendet. Vor der Ermittelung der inneren Spannungen ist wie immer zunächst die Bestimmung der vorliegenden, äußeren Belastungen und der zugehörigen Auflagerdrücke nötig. Als äußere Belastungen sind nach § 27 die Eigengewichte, Schnee- und Windlasten vorhanden. Die Größe der einzelnen Lasten, die in den Auflagerpunkten der Pfetten übertragen werden, sind zunächst zu berechnen. Ist z. B. für das Dach, dessen Binder durch Abb. 444 dargestellt ist, das Eigengewicht der Deckung für das qm Dachfläche 90 kg und wird das Bindergewicht zu 30 kg für das qm Dachgrundfläche angenommen, so ergeben sich bei einem Binderabstand von 4,0 m folgende Eigengewichtslasten für die Auflagerpunkte der Pfetten, wobei das Bindergewicht der Einfachheit halber auch auf die Pfettenpunkte verteilt angenommen ist:

$G_1 = G_{13} = 4{,}0\left(\frac{3{,}2}{2}\cdot 90 + \frac{2{,}5}{2}\cdot 30\right) = \text{rd. } 720 \text{ kg}$ (3,2 = Abstand der Pfetten in Dachneigung; 2,5 = Horizontalprojektion des Pfettenabstandes).

$G_2 = G_3 = G_4 \cdots = G_{12} = 4{,}0\,(3{,}2\cdot 90 + 2{,}5\cdot 30) = \text{rd. } 1440 \text{ kg.}$

Wegen der Symmetrie des Binders und der Belastung sind die Auflagerdrücke A und B für Eigengewicht je gleich der Hälfte der Lasten, also

$$A = B = \frac{G_1 + G_2 + G_3}{2} + \cdots = \frac{12\cdot 1440}{2} = 8640 \text{ kg.}$$

Die Stabspannungen für Eigengewicht sind mit Hilfe eines CREMONAschen Kräfteplanes in Abb. 446 ermittelt. Wegen der Symmetrie war eine Zeichnung des Kräfteplanes nur bis zur Hälfte nötig.

Für Schnee ergeben sich folgende Knotenpunktslasten, wenn die Schneelast für das qm Dachgrundfläche = 75 kg beträgt:

$$S_1 = 4{,}0\cdot\frac{2{,}5}{2}\cdot 75 = 375 \text{ kg und } S_2 = S_3 \cdots = 4{,}0\cdot 2{,}5\cdot 75 = 750 \text{ kg.}$$

Für die Ermittelung der Windkräfte sei ein Winddruck von 125 kg/qm zugrunde gelegt und eine Windrichtung von 10° zur Horizontalen angenommen. Ist der Neigungs-

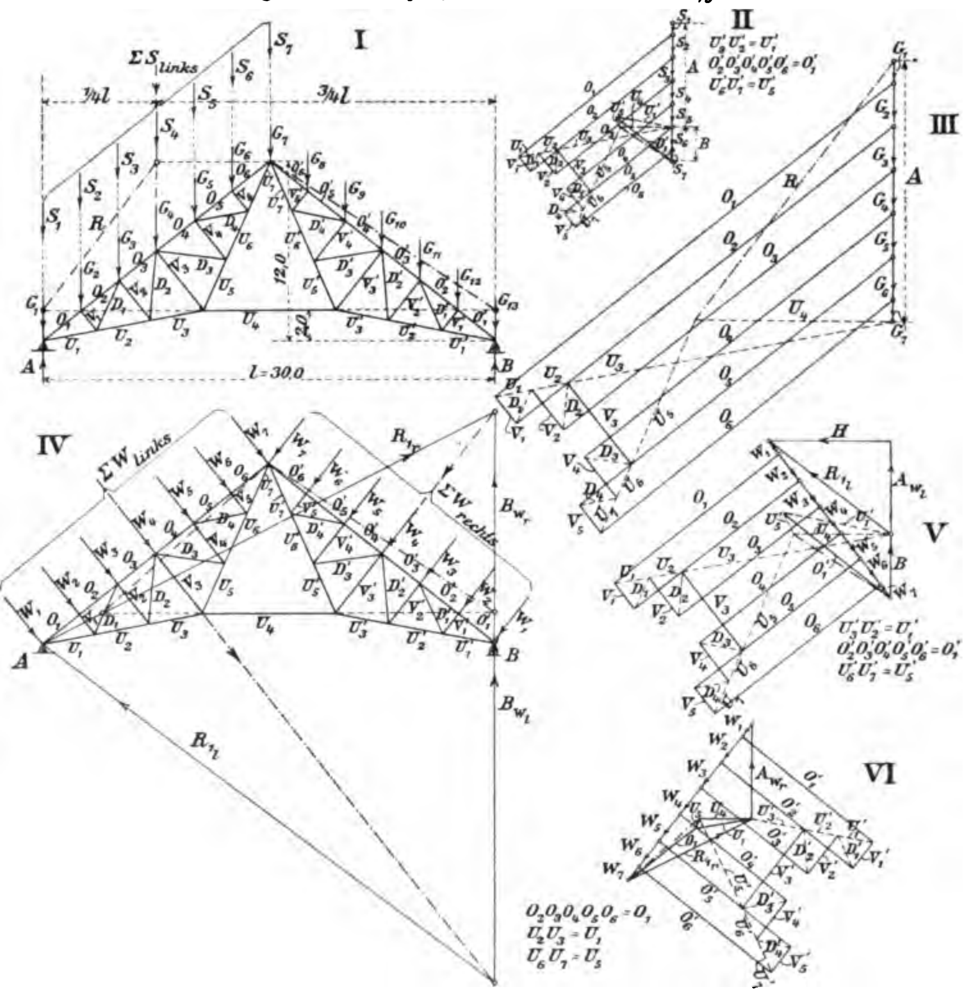
winkel des Daches $= \alpha$, so ist die Windkomponente senkrecht zur Dachfläche $w' = 125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ)$, und die einzelnen Knotenlasten berechnen sich zu:

$$W_1 = W_7 = 4 \cdot \frac{3,2}{2} \cdot 125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ), \text{ (Abb. 447.)}$$
$$W_2 = W_3 \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot W_6 = 4 \cdot 3,2 \cdot 125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ):$$

$\sin \alpha = \frac{12}{19,2} = 0,625$ (12 m = Höhe des Binders, 19,2 m = Länge der Obergurtung von Auflager bis First). $\alpha = 38^\circ 40'$, $\alpha + 10^\circ = 48^\circ 40'$, $\sin(\alpha + 10^\circ) = 0,66$ und $125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ) =$ rd. 85 kg/qm:

$$W_1 = W_7 = 2 \cdot 3,2 \cdot 85 = \text{rd. } 550 \text{ kg} \quad \text{und}$$
$$W_2 = W_3 \cdot \cdot \cdot = W_6 = 4 \cdot 3,2 \cdot 85 = 1088 = \text{rd. } 1100 \text{ kg.}$$

Abb. 444 bis 449. Graphische Untersuchung eines Dachbinders.
Längenmaßstab 1:500; Kräftemaßstab 1 cm = 2,5 t.



Die gleichen Windkräfte treten wegen der Symmetrie auch bei Wind von rechts auf.

Für die Untersuchung des Binders auf Schneebelastung ist zu unterscheiden, ob der Schnee nur auf einer Seite oder auf beiden Seiten des Daches liegt. Beide Fälle können selbstredend in der Natur vorkommen (durch Wegschmelzen oder Wegwehen des Schnees auf der einen Seite), und da es möglich ist, daß die Spannungen in manchen Stäben besonderer Binderformen für einseitige Schneelast größer sein können

als für beiderseitige, so müssen diese beiden Belastungsfälle berücksichtigt werden. Ist der zu untersuchende Dachbinder symmetrisch, so ist die Spannungsermittelung nur für einseitige Schneelast erforderlich, da sich die Spannungen für beiderseitige Schneebelastung hierbei direkt durch Addition der Spannungen in den symmetrischen Stäben ergeben; selbstredend muß diese Addition unter Berücksichtigung des Vorzeichens geschehen. Für das vorliegende Beispiel ist für Schnee links die graphische Spannungsermittelung nach CREMONA (Abb. 445) durchgeführt, nachdem zuvor die Auflagerdrücke für diese Schneebelastung ermittelt wurden zu:

$$A_s = \Sigma S_{\text{links}} \cdot \tfrac{3}{4} = 4500 \cdot \tfrac{3}{4} = 3375 \text{ kg} \quad \text{und} \quad B_s = 4500 \cdot \tfrac{1}{4} = 1125 \text{ kg}.$$

Bei der Untersuchung auf Winddruck ist die Möglichkeit zu berücksichtigen, daß der Wind entweder von der einen oder von der andern Seite wehen kann. Für beide Fälle sind die Stabspannungen zu bestimmen. Zunächst müssen wieder die Auflagerkräfte ermittelt werden, wobei jetzt an dem festen Auflager auch eine Horizontalkraft H aufzunehmen ist, die gleich der Summe der Horizontalkomponenten der Windkräfte wird. So ergibt sich z. B. für Wind von links:

$$H = \Sigma W \cdot \sin\alpha = 6600 \cdot \frac{12}{19{,}2} = 4125 \text{ kg}.$$

Die lotrechten Auflagerdrücke A und B lassen sich mit Hilfe der Momentengleichungen für die Drehpunkte B bzw. A direkt ermitteln. Aus $\Sigma(M)_B = o$ folgt:

$$\Sigma(W) \cdot \sin\alpha \cdot \frac{h}{2} - \Sigma(W) \cdot \cos\alpha \cdot \tfrac{3}{4} l + A \cdot l = o; \quad \text{hieraus}$$

$$A = \Sigma(W) \cdot \left(\tfrac{3}{4} \cdot \cos\alpha - \frac{h}{2\,l} \cdot \sin\alpha\right) = 6600 \cdot \left(\tfrac{3}{4} \cdot \frac{15}{19{,}2} - \frac{12}{2 \cdot 30} \cdot \frac{12}{19{,}2}\right) = 3043 \text{ kg}.$$

Aus $\Sigma(M)_A = o$ folgt:

$$\Sigma(W) \cdot \sin\alpha \cdot \frac{h}{2} + \Sigma(W) \cdot \cos\alpha \cdot \frac{l}{4} - B \cdot l = o, \quad \text{hieraus}$$

$$B = \Sigma(W) \cdot \left(\tfrac{1}{4} \cdot \cos\alpha + \frac{h}{2\,l} \cdot \sin\alpha\right) = 6600 \cdot \left(\tfrac{1}{4} \cdot \frac{15}{19{,}2} + \frac{12}{2 \cdot 30} \cdot \frac{12}{19{,}2}\right) = 2112 \text{ kg}.$$

Bei Wind von rechts werden die Auflagerdrücke ganz analog gefunden. Die Bestimmung der Auflagerkräfte kann auch leicht graphisch vorgenommen werden wie dies für Wind von links und Wind von rechts in den Abb. 447 bis 449 wie folgt geschehen ist. Die Richtung der Auflagerkraft des beweglichen Lagers ist bekannt (senkrecht zur Bewegungsrichtung des Lagers, also hier lotrecht), und da sich mit dieser Richtung die Resultierende der Windkräfte und die Auflagerresultierende in einem Punkte schneiden müssen, so ist auch die Richtung der Auflagerreaktion des festen Lagers bekannt, so daß sich beide Reaktionen durch Zerlegung der Windkraft in die beiden Richtungen ermitteln lassen.

Als Erläuterung zu den gezeichneten Kräfteplänen seien nur die für deren Konstruktion wichtigen Regeln angegeben:

1. Die äußeren Kräfte, einschließlich der Auflagerreaktionen sind so zu einem geschlossenen Kräftepolygon aneinander anzutragen, wie diese beim Umfahren der Gurtungen aufeinander folgen.

2. Die Spannungslinien der Gurtstäbe gehen im Kräfteplan immer von denjenigen Punkten aus, in denen sich die zu den jeweiligen Gurtstäben benachbarten äußeren Kräfte schneiden, wobei »benachbart« im Sinne des Umfahrens der Gurtungen aufzufassen ist. So sind z. B. zu Stab O_2 die Kräfte G_2 und G_3 für Stab U_4 die Auflagerkräfte A und B in diesem Sinne benachbart.

3. Die Spannungslinien von Zwischenstäben (Diagonalen oder Pfosten) gehen immer von denjenigen Punkten aus, in denen sich die Spannungslinien derjenigen Stäbe schneiden, die mit den betreffenden Zwischenstäben jeweils ein Dreieck (Fach) bilden.

Bei der **Konstruktion eines Kräfteplanes** muß man immer mit einem einfachen Knotenpunkt beginnen, d. h. mit einem solchen Knotenpunkt, an dem nur 2 Stäbe angreifen; beim Weitergehen an andere Knotenpunkte dürfen nicht mehr als 2 Stabunbekannte vorhanden sein, da ein jeder Knotenpunkt nur 2 Gleichungen ergibt. Sind mehr als 2 Unbekannte vorhanden, so müssen diese Mehrstäbe zunächst anderweitig ermittelt werden; z. B. nach Ritter oder Culmann, um mit der Aufzeichnung des Kräfteplanes weiter fortfahren zu können. In dem vorgeführten Beispiel ist dies für den Stab U_4 nach Culmann geschehen.

Für die Art der Spannungen, Zug oder Druck, sind die Wirkungen der einzelnen Stabkräfte auf die Knotenpunkte bezeichnend; wirkt die Kraft auf die Knotenpunkte zu, so ist die Stabkraft Druck (—), wirkt sie vom Knotenpunkt weg, so ist sie Zug (+). Mit Hilfe der geschlossenen Kräftepolygone für die einzelnen Knotenpunkte lassen sich die Vorzeichen der Spannungen leicht bestimmen. In dem gezeichneten Beispiel sind die Druckspannungen mit vollen Strichen, die Zugspannungen gestrichelt gezeichnet. Eine Kontrolle für die Richtigkeit eines Kräfteplanes ergibt sich durch die Bedingung, daß der gesamte Kräfteplan geschlossen sein muß.

In der folgenden **Tabelle** sind für einige Stäbe des Beispiels die Spannungen für Eigengewicht, Schnee und Wind zusammengestellt. Durch algebraische Addition derjenigen Spannungen, die gleichzeitig nebeneinander auftreten können, wurden die größten Zug- bzw. Druckspannungen, S_{max} bzw. S_{min}, ermittelt und ebenfalls in der Tabelle angegeben. Die Spannungen für Schnee links sind aus dem betreffenden Cremona direkt entnommen, für Schnee rechts ebenfalls als Spannung der symmetrisch gelegenen Stäbe; die Spannungen durch beiderseitigen Schnee haben sich durch Addition der beiden vorstehenden ergeben. In den beiden letzten Spalten der Tabelle sind noch die für die jeweiligen ungünstigsten Zugspannungen erforderlichen Nutzquerschnitte (F_{netto} für $k = 1000$ kg/qcm $= 1$ t/qcm) und für die größten Druckspannungen die erforderlichen kleinsten Trägheitsmomente ($J_{min} = 2{,}5 \cdot S_{min} \cdot s_m^2$) eingetragen. Diese Werte F_{netto} und J_{min} sind für die Dimensionierung der Stäbe maßgebend.

Stab	Stablänge s	Spannungen für						Ungünstigste Spannungen		Erforderlich	
		Eigengewicht	Schnee			Wind		Zug (S_{max})	Druck (S_{min})	F_{netto}	J_{min}
			links	rechts	beiderseits	links	rechts				
	m	t	t	t	t	t	t	t	t	qcm	cm⁴
O_1	3,20	— 17	— 6,6	— 2,4	— 9,0	— 7,0	— 2,8	—	33,0	33	845
O_3	3,20	— 14	— 5,0	— 2,4	— 7,4	— 6,0	— 2,8	—	27,4	27	702
U_1	1,85	+ 13,45	+ 5,2	+ 1,9	+ 7,1	+ 9,35	— 1,9	29,9	—[14])	29,9	—
U_4	4,40	+ 6,5	+ 1,7	+ 1,7	+ 3,4	+ 3,25	— 1,7	13,15	—[14])	13,15	—
V_3	2,50	— 3,4	— 1,8	—	— 1,8	— 3,3	—	—	8,5	8,5	133
D_2	2,35	+ 1,5	+ 0,8	—	+ 0,8	+ 1,5	—	3,8	—	3,8	—

3. Die konstruktive Ausbildung der eisernen Dachbinder. Die Querschnittsbestimmung der einzelnen Stäbe sowie die Ausbildung der einzelnen Knotenpunkte hat nach den früher gegebenen Gesetzen zu erfolgen. Werden die Binder nur in Knotenpunkten belastet, so haben die Stäbe reine Zug- oder Druckkräfte aufzunehmen und sind dementsprechend zu konstruieren, die Zugstäbe müssen den erforderlichen Nutzquerschnitt unter Berücksichtigung der Nietschwächung und gedrückte Stäbe außerdem noch die erforderliche 5-fache Knicksicherheit ($J_{min} = 2{,}5 \; P_t \cdot s_m^2$) erhalten (§ 10, 1).

[14]) Da die positive Eigengewichtsspannung größer ist als die negative Spannung für Wind rechts, so tritt eine Druckspannung nicht auf.

Hinsichtlich des Anschlusses der einzelnen Stäbe in den Knotenpunkten, der Berechnung und der praktischen Ausbildung der Stabanschlüsse möge der Hinweis auf § 18 genügen.

Einige Querschnittsformen für die Stäbe eiserner Dachbinder sind in den Abb. 450 bis 458 gegeben. Als Obergurte werden in der Regel Winkeleisen, die event. noch durch ein Stehblech bzw. durch Deckplatten verstärkt sind, oder für größere Konstruktionen aus ⊏-Eisen oder L-Eisen zusammengesetzte Querschnitte verwendet (Abb. 450 bis 455). Die starken Querschnitte aus Stehblech und Winkel oder ⊏-Eisen empfehlen sich besonders dann, wenn die Obergurtstäbe außer auf Zug oder Druck noch auf Biegung beansprucht werden, was z. B. bei Anordnung von Pfetten zwischen den Knotenpunkten der Fall ist (Abb. 463 u. 466). Die Untergurtstäbe werden fast durchweg aus L-Eisen gebildet (Abb. 456 bis 458). Sehr beliebt und zweckmäßig ist die zweite dieser Querschnittsanordnungen, da ein solcher Stab von allen Seiten zugänglich ist und der Anstrich leicht erneuert werden kann.

Abb. 450 bis 455. Querschnitte von Obergurtstäben.

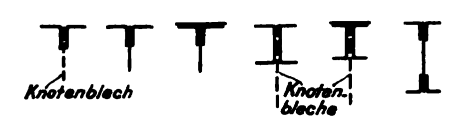
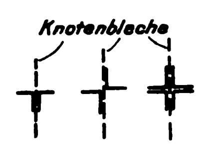


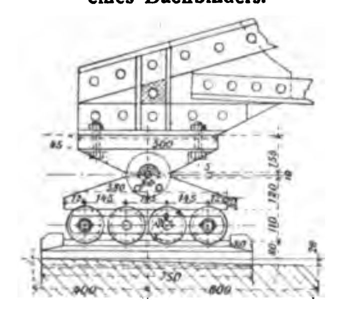
Abb. 456 bis 458. Querschnitte von Untergurtstäben.



Die gleichen Querschnittsformen werden auch für die Zwischenstäbe, d. h. für Diagonalen und Pfosten, verwendet. Wegen der hierbei oft sehr geringen Beanspruchung würde man in vielen Fällen auch mit einem L-Eisen auskommen, doch sind mit Rücksicht auf einem symmetrischen Anschluß möglichst immer zwei Profile zu wählen. Nur bei sehr großen Konstruktionen werden Untergurte und Diagonalen aus ⊏-Eisen oder anderweitig zusammengesetzten größeren Querschnitten nötig.

Für die Auflager der Dachbinder gelten dieselben Gesetze und Gesichtspunkte wie für die Lager der Balkenträger (§ 25). Bei der Ausbildung der Auflagerknotenpunkte ist besonderer Wert darauf zu legen, daß die Auflagerkraft und die in diesem Knotenpunkt zusammenkommenden Stäbe sich in einem Punkte schneiden, ferner ist auf eine gute Aussteifung der Auflagerknotenpunkte zu achten. Die Abb. 459 u. 466 stellen bewegliche Auflager zweier Dachbinder dar.

Abb. 459. Bewegliches Auflager eines Dachbinders.



Gesamtanordnungen von eisernen Bindern für Balkendächer sind in den Abb. 460 bis 466 gegeben.

Als Beispiele von Kragdächern mögen die Abb. 467 bis 470 dienen.

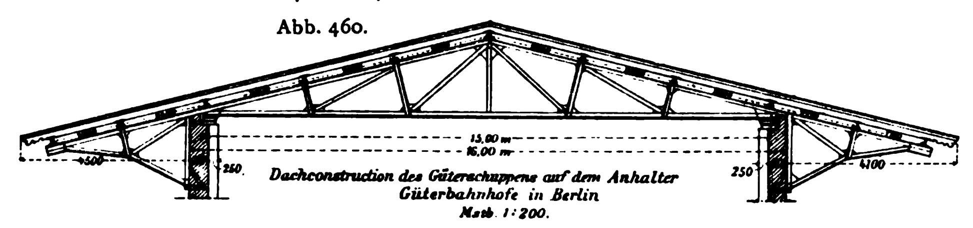
Im übrigen, auch hinsichtlich der Querversteifungen, sei auf das »Handbuch der Architektur«, Teil III, Band 2, 4. Heft und FOERSTER, »Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten« verwiesen.

§ 29. Die Sparren und Pfetten der Dachkonstruktionen.

1. **Die Sparren** haben die auf sie entfallenden Lasten, wie Eigengewicht der Deckung, Schnee und Wind, auf die Pfetten zu übertragen. Der Pfettenabstand in der Richtung der Dachfläche stellt zugleich die Stützweite der Sparren dar. Für die Berechnung der letzteren kann man die angenäherte, die Rechnung vereinfachende Annahme machen, daß die sämtlichen Lasten senkrecht zur Sparrenachse wirken. Ist unter dieser Annahme die Gesamtlast aus Eigengewicht, Schnee und Wind $= p$ f. d. lfd. m, so ergibt sich ein Moment $M = \frac{p \cdot c^2}{8}$, wenn c die Stützweite der Sparren bedeutet.

Abb. 460 bis 462. Eiserne Binder für Balkendächer.

Abb. 460.



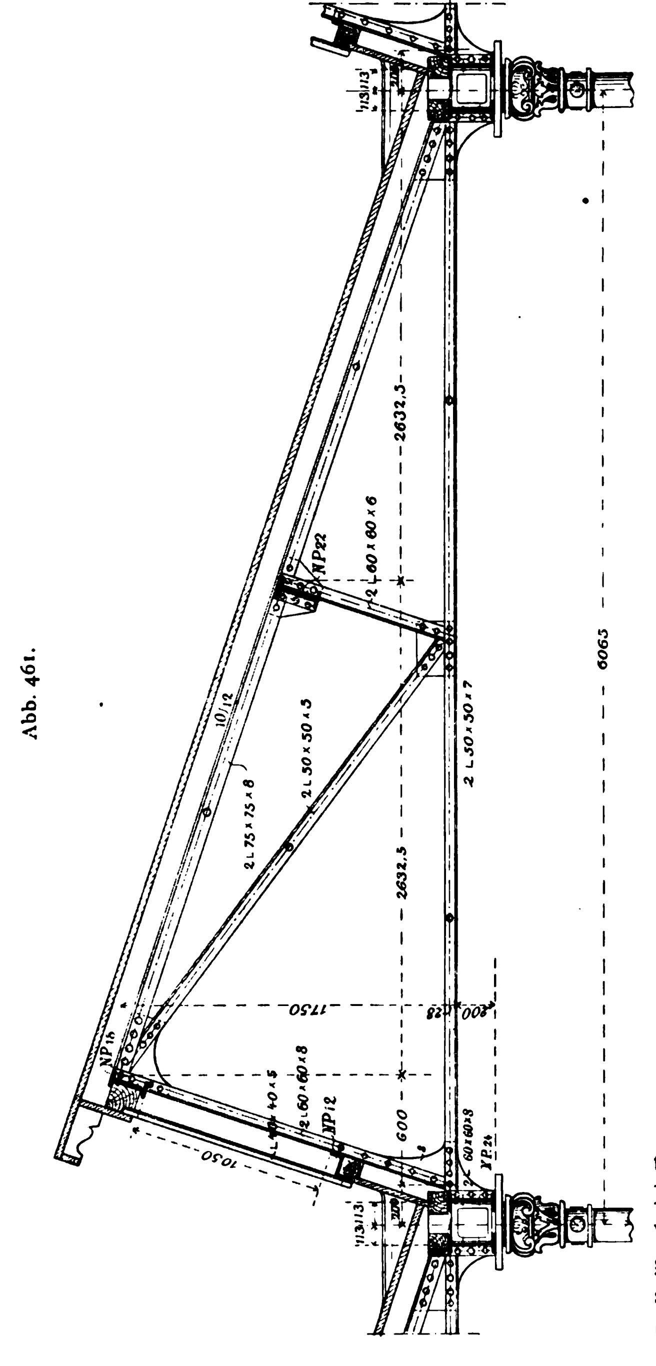


Abb. 461.

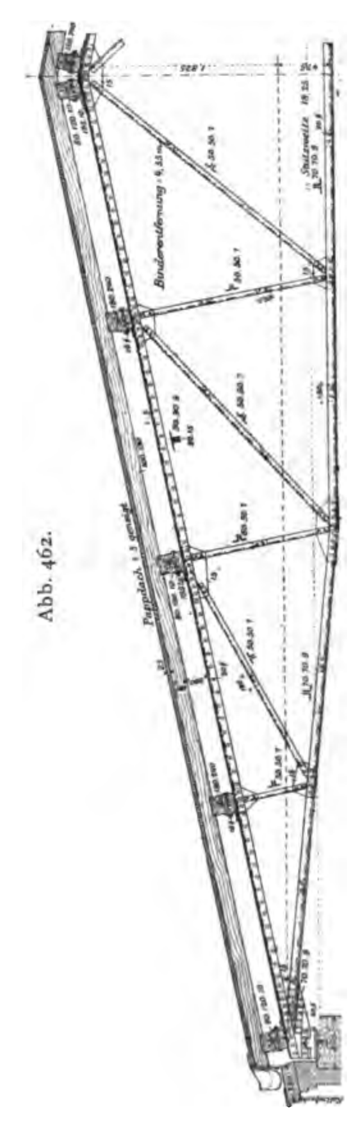


Abb. 462.

Neben dieser gleichmäßig verteilten Belastung sind event. noch Einzellasten zu berücksichtigen z. B., wenn Bauteile auf die Sparren abgestützt bzw. an diese angehängt sind. Das Gewicht eines Arbeiters (75 kg) braucht in der Regel nicht

Abb. 463 bis 466. Eiserne Binder für Balkendächer.

Abb. 466. Abb. 463 bis 465.

Abb. 467 bis 470. Beispiele für eiserne Kragdächer.

Abb. 467 u. 468. Einstielige Bahnsteighalle.

Abb. 470. Kleines Kragdach mit Neigung nach hinten.



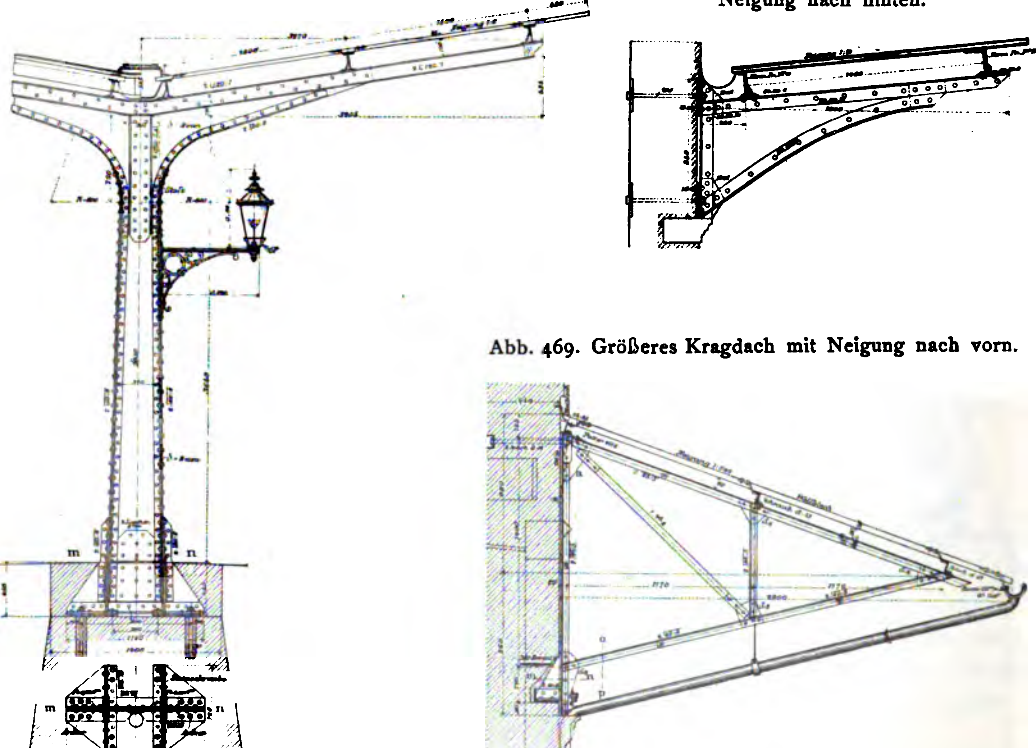


Abb. 469. Größeres Kragdach mit Neigung nach vorn.

mehr berücksichtigt zu werden, wenn die Dimensionierung auf Eigengewicht, Wind und Schnee vorgenommen wurde.

Die genaue Berechnung der Sparren müßte unter Zerlegung der vorliegenden Lasten in Komponenten senkrecht und achsial zur Sparrenachse mit Rücksicht auf die hiermit verbundene zusammengesetzte Festigkeit geschehen; doch kann man sich mit der oben gegebenen angenäherten und einfacheren Berechnungsweise fast immer begnügen, da die Abweichungen der Resultate nur gering und die angenäherte Methode etwas größere Werte, also eine etwas größere Sicherheit ergibt.

Hat man nach obigen Angaben das Maximalmoment gefunden, so ist der Sparrenquerschnitt nach der Formel $W = \frac{M}{k}$ zu wählen. Für Holzsparren mit rechteckigem Querschnitt von der Höhe h und der Breite b ist $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$; k kann gleich 80 kg/qcm gesetzt werden. Für eiserne Sparren, wie diese bei Glasdeckungen und bei besonders großen Dachkonstruktionen hauptsächlich vorkommen, sind die Querschnitte nach den erforderlichen Widerstandsmomenten aus entsprechenden Profiltabellen zu entnehmen. Zu eisernen Sparren werden fast durchweg nur I- und ⊏-Eisen, und bei Glasdeckungen L-, ⊥-, Sprossen- und Rinneneisen verwendet. Die Befestigung der Sparren auf den Pfetten muß so geschehen, daß ein Abrutschen nicht stattfinden kann; eine solche Befestigung wird bei eisernen Sparren in der Regel durch Vernietung oder Verschraubung, bei Holzsparren durch Aufkämmung und ev. noch Befestigungswinkel erzielt.

2. Die Pfetten. *α) Allgemeines und konstruktive Ausbildung.* Man unterscheidet First-, Fuß- und Zwischenpfetten, je nachdem die Pfetten auf die First-, Fuß- oder Zwischenknotenpunkte zu liegen kommen. Für Holzdächer und eiserne Dächer mit kleinen Binderabständen bis zu 4,0 m genügen im allgemeinen Holzpfetten. Bei eisernen Dächern werden Holzpfetten in der Regel bei einer Aufkämmung von 1,5 bis 2,0 cm durch Winkelstücke oder Bolzen an den Obergurten der eisernen Binder befestigt. Bei größeren Binderabständen ist Holz wegen der geringeren Tragfähigkeit nicht mehr ausreichend; für die alsdann erforderlichen eisernen Pfetten werden je nach den Binderabständen, dem Material und dem Gewicht der Deckung L-, Ꞁ-, ⊏- oder I-Profile verwendet. Auch Pfetten mit zusammengesetzten Querschnitten (Blech und Kastenträger) und sogar Fachwerkspfetten kommen bei besonders großen Anlagen vor.

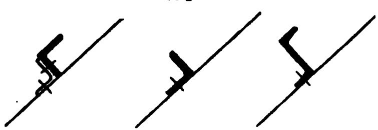
Die Stellung der Pfetten zur Dachneigung kann verschieden sein und zwar kann der Steg eiserner Pfetten bzw. die größte Symmetrieachse bei Holzpfetten normal zur Dachneigung oder auch vertikal stehen. Die erstere Anordnung sei als normale Stellung, die zweite als aufrechte Stellung bezeichnet; Zwischenlagen innerhalb dieser beiden Stellungen sind selbstredend nicht ausgeschlossen. Ob die eine oder die andere Stellung günstiger ist, hängt von dem Verhältnis der senkrechten Lasten zu den Windkräften ab und es muß die Rechnung hierüber Aufschluß geben. Bei flachen Dachneigungen ist in der Regel die aufrechte Stellung, bei steilen Dächern die normale Stellung üblich.

Hinsichtlich des Anschlusses der Pfetten an die Dachbinder dürfte im allgemeinen die normale Stellung einfacher sein, da hierbei eine direkte Verbindung mit den Obergurtungen der Binder durch Vernietung, Verschraubung oder mit Hilfe von Anschlußwinkeln und Stützblechen leicht möglich ist. Doch auch die aufrechte Stellung bereitet hierin keine besonderen Schwierigkeiten, denn mit Hilfe von Knotenblechen und Anschlußwinkel läßt sich auch hierbei fast immer ein guter konstruktiver Anschluß erzielen.

Bei der Anordnung normaler eiserner Pfetten ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß durch die schrägliegenden Profilflansche keine Rinnen zum Ansammeln von Schweißwasser (Schweißrinnen) entstehen und daß die Tragfähigkeit der Profile mit Rücksicht

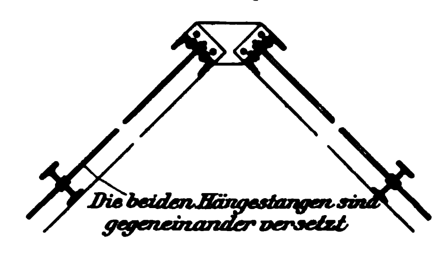
auf die Vertikallasten und Windkräfte zweckmäßig ausgenutzt wird. So sind z. B. L- und ┏-Eisen möglichst nach den Abb. 471 bis 473 anzuordnen. Bei ⊏-Eisen ist es mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit gleichgültig, ob die Flansche nach oben oder unten liegen, doch wird die letztere Anordnung zwecks Vermeidung von Schweißrinnen in der Regel vorzuziehen sein. Wegen der Beanspruchung der Pfetten sowohl in der einen als auch in der andern Hauptachsenrichtung ist es empfehlenswert, stets Profile mit großer seitlicher Steifigkeit zu verwenden; so werden z. B. bei großen Spannweiten I- und besonders Differdinger-Profile sowie Querschnitte mit zweckmäßig zusammengesetztem Querschnitt von besonderem Vorteil sein.

Abb. 471 bis 473. Eiserne Pfetten.



Mitunter kann bei sehr steilen Dächern auch ein Anhängen der Zwischenpfetten an die Firstpfetten innerhalb deren Stützweite erforderlich werden (Abb. 474). Die beiden Firstpfetten sind hierbei an den betreffenden Aufhängepunkten durch Rahmen miteinander zu verbinden.

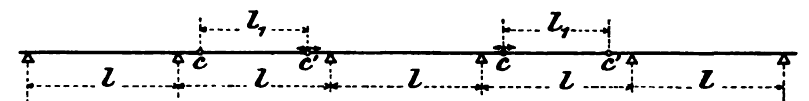
Abb. 474. Anhängen der Zwischenpfetten an die Firstpfetten.



Die Pfetten laufen in der Regel entweder bis zu den erhältlichen Längen über die Binder hinweg, oder sie werden über jedem Auflagerpunkt gestoßen. Bei sehr langen Dachanordnungen muß den durch die Temperaturschwankungen auftretenden Längenänderungen durch entsprechende Ausbildung der Pfettenstöße mit länglichen Schraubenlöchern usw. (Dilatationen) Rechnung getragen werden.

Bei großen Pfettenstützweiten kommen mit Rücksicht auf eine Materialersparnis Auslegerpfetten (GERBER-Träger) zur Verwendung (Abb. 475), bei denen die Gelenkpunkte so gelegt werden, daß die größten negativen Momente über den Bindern gleich

Abb. 475. Auslegerpfette.



den größten positiven Momenten werden. Dies ist bei Annahme gleichmäßig verteilter Belastung der Fall, wenn die Stützweite des eingehängten Trägers $CC' : l_1 = 0{,}707\, l$ ist. Die Dilatationen für Temperaturänderungen lassen sich bei solchen Gelenkpfetten durch Ausbildung von je einem längsbeweglichen Gelenk in jeder Gelenköffnung leicht erreichen. In Abb. 475 sind diese längsbeweglichen Gelenke durch Pfeile besonders markiert.

b) *Die Berechnung der Pfetten.* Die Pfetten sind durch lotrechte Lasten, Eigengewicht und Schnee, sowie durch schräg, d. h. senkrecht zur Dachfläche wirkende Windkräfte belastet. Bei der aufrechten Pfettenstellung wirken die senkrechten Lasten in einer Hauptachse, die Windkräfte nicht in einer Hauptachse, während bei der normalen Pfettenstellung die Kraftebene für Wind den Pfettenquerschnitt in einer Hauptachse und diejenige für lotrechte Lasten nicht in einer Hauptachse schneiden. Hierbei sind selbstredend Pfettenquerschnitte vorausgesetzt, bei denen eine Hauptachse bei der lotrechten Stellung senkrecht und bei der Normalstellung normal zur Dachfläche steht, z. B. ⊏-, I- und Blechträger-Querschnitte für eiserne Pfetten bzw. rechteckige Querschnitte für Holzpfetten.



Die Berechnung der Pfetten hat mit Rücksicht auf die Biegungsmomente zu erfolgen, die durch die oben angegebenen Kräfte erzeugt werden. Die Übertragung der Lasten durch die Sparren kann für die Berechnung als eine gleichmäßig verteilte angenommen werden, so daß also bei einer Pfette, die als Balken auf zwei Endstützen zu behandeln ist, z. B. beim Stoß der Pfetten über den Bindern, ein Moment $= \frac{p \cdot l^2}{8}$ in Rechnung zu stellen wäre. Bei Gelenkpfetten, die nach Abb. 475 angeordnet sind und bei denen die eingehängten Stücke je eine Stützweite $l_1 = 0{,}707\, l$ erhalten haben, sind die negativen und positiven Momente $= \frac{p \cdot l^2}{16}$. Für kontinuierliche Pfetten könnte man die Momente nach den in § 23, 4, g gemachten Angaben ermitteln.

Sind die Momente für Eigengewicht und Schnee $= M_v$ und für Wind $= M_w$ gefunden, so werden diese Momente in zwei Seitenkomponenten zerlegt, die in die beiden Hauptachsen des Pfettenquerschnitts fallen. Bei aufrechter Pfettenstellung ist eine solche Zerlegung nur für M_w, bei der Normalstellung nur für M_v nötig, da im ersten Falle M_v, im zweiten M_w schon in Hauptachsen wirken. Ist nach Abb. 477 u. 478

M_1 = Seitenmoment der Kräfte senkrecht zur x-Achse,
M_2 = » » » » » y- »
W_x = Widerstandsmoment des Querschnitts zur x-Achse,
W_y = » » » » y- » und
k = zulässige Beanspruchung des Pfettenmaterials,

so ist nach § 10, 3

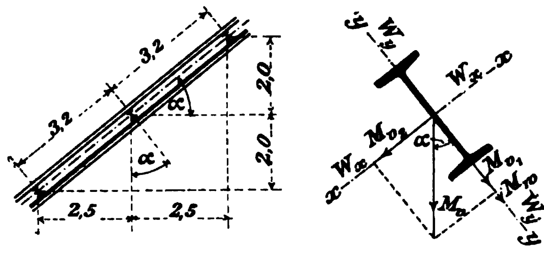
$$k = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} = \frac{1}{W_x}\left(M_1 + \frac{W_x}{W_y} \cdot M_2\right) \text{ und}$$

$$\text{für } \frac{W_x}{W_y} = c, \quad W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k}.$$

Für die erste Berechnung von W_x können für c folgende Annahmen gemacht werden: für **[**-Eisen 5 bis 7 im Mittel, für **I**-Eisen 8 bis 10 im Mittel, wobei die höheren Werte für die größeren Profile gelten; für Differdingerprofile ist: $c = 3$ bis 4 für N. P. 22 bis 38, 4 bis 5 für N. P. 38 bis 45 und 5 bis 6 für N. P. 45 bis 55. Für Pfetten werden nur die kleineren dieser Profile in Betracht kommen.

Nachdem unter einer entsprechenden Annahme von c der erste Wert für W_x berechnet und ein passendes Profil gewählt wurde, ist unter Einführung des für das gewählte Profil geltende c die größte Spannung für dieses Profil nach der Formel $\sigma_{max} = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{W_x}$ zu berechnen. Wenn diese Spannung im Rahmen der gewünschten Beanspruchung bleibt, so kann das Profil beibehalten werden, andernfalls ist für das nächst höhere oder nächst niedere Profil die zugehörige Spannung zu ermitteln und eine entsprechende Auswahl des Profils zu treffen.

Abb. 476 u. 477. Berechnung der Pfetten bei Normalstellung.



Beispiel. Für das Dach nach Abb. 444, S. 403, dessen Pfettenabstand in horizontaler Richtung gemessen 2,5 m, in der Dachneigung gemessen gleich 3,2 m ist und dessen Binderabstand 4,0 m beträgt, sollen die Pfetten berechnet werden. Es sei zunächst eine Normalstellung der Pfetten angenommen (Abb. 476 u. 477) und dann vergleichsweise die aufrechte Stellung untersucht. Der Winddruck für

das qm Dachfläche war 85 kg, senkrecht zur Dachfläche wirkend, das Eigengewicht der Deckung 90 kg für das qm Grundfläche. Das Eigengewicht der Pfetten sei vorläufig zu 50 kg für das lfd. m angenommen. Für das lfd. m Pfette ergibt sich somit folgende gesamte lotrechte Belastung:

für Gewicht der Deckung $90 \cdot 3{,}2 = 288$ kg,
» » » Pfette $50 \cdot 1{,}0 = 50$ »
» Schneelast . . . . $75 \cdot 2{,}5 = 187{,}5$ »

Zusammen $525{,}5$ kg = rd. $0{,}525$ t.

Das hierdurch auftretende Moment der Vertikalkräfte bei Annahme frei aufliegender Pfetten beträgt $M_v = \frac{0{,}525 \cdot 4{,}0^2}{8} = 1{,}05$ tm. Die Windkraft für das lfd. m Pfette ist $85 \cdot 3{,}2 =$ rd. 275 kg $= 0{,}275$ t und somit das Windmoment

$$M_w = \frac{0{,}275 \cdot 4{,}0^2}{8} = 0{,}55 \text{ tm}.$$

a) Bei Normalstellung der Pfetten (Abb. 477) wirkt M_w schon in einer Hauptachse; es ist also nur eine Zerlegung von M_v in die zwei Seitenkomponenten nötig und zwar ist, da $\cos\alpha = \frac{2{,}5}{3{,}2}$ und $\sin\alpha = \frac{2{,}0}{3{,}2}$,

$$M_{1v} = M_v \cdot \cos\alpha = 1{,}05 \cdot \frac{2{,}5}{3{,}2} = 0{,}82 \text{ tm}$$

$$M_{2v} = M_v \cdot \sin\alpha = 1{,}05 \cdot \frac{2{,}0}{3{,}2} = 0{,}656 \text{ tm}.$$

Somit wird $M_1 = M_w + M_{1v} = 0{,}55 + 0{,}82 = 1{,}37 \text{ tm} = 137\,000 \text{ kgcm}$,
$M_2 = M_{2v} = 0{,}656 = \text{rd. } 0{,}66 \text{ tm} = 66\,000 \text{ kgcm}$.

Es ist nun $W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k}$. Unter der Annahme von $k = 1000$ kg/qcm und $c = 9$ ergibt sich

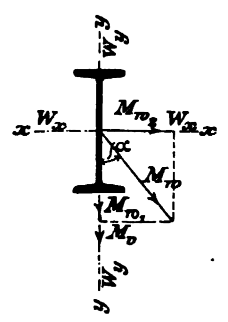
$$W_x = \frac{137000 + 9 \cdot 66000}{1000} = 137 + 594 = 731 \text{ cm}^3.$$

Für das I-Profil N. P. 32 mit $W_x = 781$ cm³ und $c = \frac{W_x}{W_y} = \frac{781}{84{,}6} = 9{,}23$ wird die für obige Belastung auftretende Spannung

$$\sigma_{max} = \frac{M_1 + 9{,}23\, M_2}{W_x} = \frac{137\,000 + 9{,}23 \cdot 66\,000}{781} = 955 \text{ kg/qcm};$$

dies Profil kann also beibehalten werden.

Abb. 478. Berechnung aufrecht stehender Pfetten.



b) Bei der aufrechten Pfettenstellung (Abb. 478) wirkt M_v in der Hauptachse, und ist M_w in die folgenden Seitenkomponenten zu zerlegen:

$$M_{w_1} = M_w \cdot \cos\alpha = 0{,}55 \cdot \frac{2{,}5}{3{,}2} = 0{,}43 \text{ tm},$$

$$M_{w_2} = M_w \cdot \sin\alpha = 0{,}55 \cdot \frac{2{,}0}{3{,}2} = 0{,}344 \text{ rd. } 0{,}35 \text{ tm}.$$

Somit

$M_1 = M_v + M_{w_1} = 1{,}05 + 0{,}43 = 1{,}48 \text{ tm} = 148\,000 \text{ kgcm}$,
$M_2 = M_{w_2} = 0{,}35 \text{ tm} = 35\,000 \text{ kgcm}$.

Für $k = 1000$ kg/qcm und $c = 9$ wird

$$W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k} = \frac{148\,000 + 9 \cdot 35\,000}{1000} = 148 + 9 \cdot 35 = 463 \text{ cm}^3.$$

Für das I-Profil N. P. 27 mit $W_x = 491$ cm³ und $c = \frac{W_x}{W_y} = \frac{491}{56} = 876$ wird

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1 + 8{,}76 \cdot M_2}{W_x} = \frac{148000 + 8{,}76 \cdot 35000}{491} = 930 \text{ kg/qcm.}$$

Für Profil N. P. 26 mit $W_x = 441$ cm³ und $c = \frac{441}{50{,}6} = 8{,}72$ würde folgende Maximalspannung entstehen:

$$\sigma_{\max} = \frac{148000 + 8{,}72 \cdot 35000}{441} = \frac{452000}{441} = \text{rd. } 1020 \text{ kg/qcm.}$$

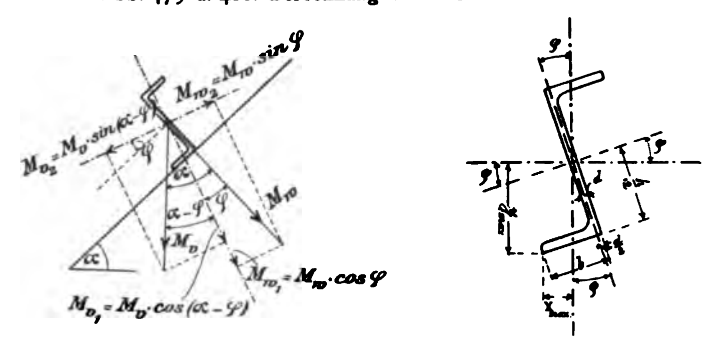
Während also bei diesem Beispiel für die aufrechte Pfettenstellung je nach der zulässigen Beanspruchung ein N. P. 26 bzw. N. P. 27 genügt, wäre für die Normalstellung ein Profil N. P. 32 erforderlich. Es ist also in statischer Hinsicht bei diesem Beispiel die aufrechte Pfettenstellung günstiger als die Normalstellung, welcher Umstand in erster Linie durch das Verhältnis der größeren Vertikallasten zu den geringeren Windkräften bedingt ist.

Die vorstehende Berechnungsweise der Pfetten gilt nicht für Pfettenquerschnitte ohne Symmetrieachse (Z-Eisen, ungleichschenklige Winkel usw.), da hierbei von vornherein die Lage der Hauptachse nicht bekannt und für jede Profil-Nummer eine andere ist. Für Pfetten aus Z-Eisen hat MEYERHOF in der »Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure« 1891, S. 696, eine ausführliche Berechnungsweise angegeben; die hierfür von MEYERHOF aufgestellte Tabelle ist auch in FÖRSTER, »Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten« enthalten.

Um jedoch die Möglichkeit zu geben, die Berechnung der an sich sehr zweckmäßigen Pfetten aus Z-Profilen auch ohne diese Tabelle vornehmen zu können, sei das folgende Verfahren angegeben. Bei der Pfettenstellung nach Abb. 479 sei wieder M_w das Moment der Windkräfte und M_v das Moment der Vertikallasten, ferner φ der Winkel der Hauptachsen zum Steg bzw. zur Senkrechten auf den Steg und M_1 und M_2 die Seitenmomente sämtlicher Kräfte in der Richtung der Hauptachsen; alsdann wird nach Abb. 479:

$$M_1 = M_w \cdot \cos\varphi + M_v \cdot \cos(\alpha - \varphi) \quad \text{und} \quad M_2 = -M_w \cdot \sin\varphi + M_v \cdot \sin(\alpha - \varphi). \quad (54)$$

Abb. 479 u. 480. Berechnung von Pfetten aus Z-Eisen.



Für die Profile 12 bis 20, die wohl für Pfetten fast nur in Betracht kommen, schwankt tg φ von 0,433 bis 0,313, d. h. der Winkel φ von 23° 30″ bis 17° 30″; φ könnte also im Mittel zu 20° angenommen werden. Unter Zugrundelegung dieser vorläufigen Annahme können die Werte M_1 und M_2 nach den vorstehenden Formeln ermittelt und dann das erforderliche Widerstandsmoment für die Hauptachse nach $W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k}$

berechnet werden, wobei für $c = \frac{W_x}{W_y}$ im Mittel der Wert $c = 5$ bis 6 gesetzt werden könnte. Hat man nach dem so gefundenen W_x ein entsprechendes Normalprofil ausgewählt, so kann man die für das gewählte Profil durch die vorliegende Belastung auftretende Maximalspannung nach der Formel

$$\sigma_{max} = \frac{M_1}{J_x} \cdot y_{max} + \frac{M_2}{J_y} \cdot x_{max} \tag{55}$$

berechnen, indem man in diese Gleichung die für das gewählte Profil geltenden Werte M_1 und M_2 nach Gl. 54 (unter Einführung des für das betreffende Profil vorhandenen Winkels φ) und die Hauptträgheitsmomente J_x und J_y, sowie die auf die Hauptachsen bezogenen Ordinaten y_{max} und x_{max} der äußersten Querschnittspunkte einsetzt.

Die Werte y_{max} und x_{max}, die in den Profiltabellen in der Regel nicht angegeben sind, können nach folgenden Formeln berechnet werden (s. Abb. 480):

$$y_{max} = \frac{h}{2} \cdot \cos \varphi + \left(b - \frac{d}{2}\right) \cdot \sin \varphi,$$

$$x_{max} = \left(b - \frac{d}{2}\right) \cos \varphi - \frac{h}{2} \cdot \sin \varphi.$$

Bezeichnet man $\frac{J_x}{y_{max}}$ mit W_x und $\frac{J_y}{x_{max}}$ mit W_y, so wird Gl. 55 zu

$$\sigma_{max} = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y}.$$

Zur Vereinfachung der Berechnung sei für die wichtigeren Z-Profile Nr. 10 bis Nr. 20 noch folgende Tabelle angegeben:

Tabelle für Z-Eisen (zu Abb. 480).

N. P.	φ	J_x	J_y	y_{max}	x_{max}	W_x	W_y	c
10	26° 10′	270	24,6	6,77	2,65	39,8	9,3	4,28
12	23° 25′	470	37,7	7,75	3,02	60,6	12,5	4,85
14	21° 05′	768	56,4	8,72	3,39	88,0	16,6	5,30
16	19° 40′	1184	79,5	9,74	3,72	121	21,4	5,65
18	18° 15′	1759	110	10,7	4,08	164	27,0	6,1
20	17° 25′	2509	147	11,8	4,39	213	33,5	6,35

Die vorstehende Berechnungsweise bezieht sich selbstredend nur auf die günstige und zweckmäßige Pfettenstellung nach Abb. 479 und 480, bei welcher der auf dem Binder aufsitzende Flansch des Z-Eisens nach unten gerichtet ist. Die Berechnung für die Anordnung mit dem nach oben gerichteten unteren Flansch wäre analog vorzunehmen, doch wird mit Rücksicht auf die Unzweckmäßigkeit dieser Stellung in statischer und praktischer Hinsicht hier nicht näher eingegangen.

V. Kapitel.

Eisenbetonkonstruktionen.

Bearbeitet von

Reinhard Weder,
Ingenieur und Lehrer am Technikum Hildburghausen.

(Mit 130 Abbildungen.)

A. Allgemeines.

§ 1. Entwickelung der Eisenbetonbauweise. Während die Vorzüge des reinen Betonbaues, bei dem Mischungen von Zement oder Kalk mit Sand und Kies oder Steinschlag Verwendung finden, schon seit langer Zeit allgemein bekannt sind, ist die Herstellung des eigentlichen Eisenbetons erst eine Errungenschaft der neuesten Zeit. Als Erfinder dieser aus Zementbeton mit Eiseneinlagen bestehenden Konstruktionsweise wird allgemein ein Pariser Gärtner, JOSEPH MONIER, bezeichnet. Dieser fertigte zuerst Blumenkübel aus Beton, die der größeren Festigkeit halber mit einer Eiseneinlage versehen wurden. Doch schon früher hatte man vielfach versucht, dünne und doch feste und feuersichere Bauteile in ähnlicher Weise herzustellen. So empfahl unter andern COIGNET schon 1861 für die Ausführung von Gewölben, Röhren usw. die Verwendung von eisenarmierten Beton. Immerhin ist MONIER aber als derjenige zu bezeichnen, durch den diese neue Bauweise in größerem Umfang angewandt wurde. Nachdem er 1867 das erste französische Patent für seine Konstruktionsweise erhalten hatte, bemühte er sich, diese auch auf die verschiedensten Ausführungsarten auszudehnen und so folgten denn diesem ersten sehr bald noch eine Reihe weiterer Patente für die Herstellung von Decken, Behältern, geraden und gebogenen Balken in Verbindung mit Decken usw.

Naturgemäß waren diese ersten Ausführungsweisen aber nicht alle einwandfrei und wirtschaftlich genug. Es galt deshalb zunächst die einzelnen wirklich zweckmäßigen auszuwählen und diese entsprechend zu vervollkommnen. In dieser Richtung gebührt Deutschland unzweifelhaft das größte Verdienst, denn hier wurden bereits 1884 die ersten Patente MONIERS durch die Firmen FREYTAG und HEIDSCHUCH in Neustadt und MARTENSTEIN und JOSSEAUX in Offenbach a. M. angekauft und weiter ausgearbeitet. Außer den Genannten erwarb auch Ingenieur G. A. WAYSZ in Frankfurt a. M. das Ausführungsrecht und zwar war es besonders der letztere, der, unterstützt durch Professor BAUSCHINGER in München, auf Grund eingehender Untersuchungen die Monierpatente so ausgestaltete, daß diese vom Jahre 1887 an wirklich sachgemäß und wirtschaftlich angewandt werden konnten. Diese Untersuchungen ergaben unter anderem auch zum ersten Male einwandfrei, daß die Eiseneinlagen immer dort anzuordnen sind, wo Zugspannungen auftreten und daß die beiden Bestandteile, Beton und Eisen, infolge ihrer außerordentlichen

Adhäsion statisch zusammenwirken müssen. In einer besonderen Broschüre wies Ingenieur WAYSZ an verschiedenen Beispielen die Zweckmäßigkeit der neuen Bauweise nach und Regierungsbaumeister KOENEN-Berlin stellte auf Grund jener Versuche Berechnungsmethoden für Eisenbetonkonstruktionen auf, welche die erste theoretische Grundlage für deren Dimensionierung darstellen.

Auch in anderen Ländern, wie Österreich, England und den Vereinigten Staaten fand die Verwendung von Eisenbeton sehr bald Eingang, ja dieser wurde hier teilweise schon seit geraumer Zeit zur Erhöhung der Feuersicherheit hergestellt, ohne daß sich die Konstrukteure besonders mit seinen günstigen Eigenschaften befaßt hatten. Nachdem man jedoch den hohen Wert derselben zweifellos erkannt hat, findet der Eisenbeton auch hier weitgehendste Anwendung.

Die günstigen Erfolge der Monierbauweise wurden naturgemäß sehr bald Anregung für eine große Zahl Erfinder, die durch kleinere oder größere Änderungen bezüglich der Einlagen neue Systeme zum Patent anmeldeten. So entstanden denn im Laufe der Zeit über 200 verschiedene Ausführungsweisen, die sich in ihren Grundzügen und Verwendungsarten indessen nur wenig von dem Moniersystem unterscheiden. Trotzdem sollen einzelne derselben später besonders angeführt werden, da hierdurch ein besseres Verständnis für die verschiedenen Möglichkeiten erreicht wird.

§ 2. Wirkungsweise und Konstruktionsgrundsätze. Allgemein bezeichnet man mit Eisenbeton alle diejenigen Bauweisen und Konstruktionen, die aus Portlandzement-Beton bzw. Zementmörtel in Verbindung mit Eisen hergestellt werden. Die Verbindung beider Materialien muß dabei aber derart sein, daß sie als innig zusammenhängende Stoffe gegen alle äußeren Beanspruchungen zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen. Für die konstruktive Anordnung gilt hierbei als Grundsatz, daß das Eisen im wesentlichen die Zugspannungen, der Beton dagegen die Druckspannungen aufzunehmen hat, denn der Beton kann erfahrungsgemäß wohl bedeutende Druckbeanspruchungen aber wenig oder gar keine Zugspannungen aufnehmen, während das Eisen beiden Kraftwirkungen nahezu gleichen Widerstand entgegensetzt. Durch die weitgehendste Berücksichtigung dieses Umstandes wird es möglich, die Festigkeitseigenschaften beider Stoffe möglichst wirtschaftlich auszunutzen und Bauwerke herzustellen, die alle Vorzüge des Massivbaues mit der leichten Erscheinung der Eisenkonstruktionen vereinen.

Damit bei dieser Bauweise, ähnlich wie bei Bauteilen aus einheitlichem Stoff, eine gemeinsame statische Wirkung der an sich verschiedenartigen Materialien möglich wird, ist es notwendig, daß beide eine innige Verbindung miteinander eingehen und daß ihr Verhalten unter der Einwirkung äußerer Kräfte nahezu gleichartig ist. Diese Bedingungen werden aber durch die grundlegenden Eigenschaften des Betons und Eisens erfüllt, denn die Adhäsion des Zementbetons am Eisen ist eine sehr bedeutende und auch die Temperaturausdehnungskoeffizienten des Eisens und Betons sind nahezu gleich groß. Sie betragen nach den Versuchen von BONICEAU für 1° C 0,00001235 für Eisen und 0,00001370 für Portlandzementbeton.

Außerdem haben weitgehende Versuche CONSIDERES ergeben, daß der Portlandzementbeton als Umhüllung von Eiseneinlagen imstande ist, bei Zugbeanspruchungen größere Dehnungen auszuhalten, als ohne Einlagen. Diese Versuche führten seinerzeit sogar zu der Vermutung, daß der Beton als Eisenumhüllung Dehnungen ausführen könnte, die eine vollständige Ausnutzung der Zugfestigkeit des Eisens bis zur Elastizitätsgrenze zuließen. Nach den neuesten Forschungen von Reg.-Bauf. KLEINVOGEL u. a. erscheint diese Annahme zwar nicht zutreffend, doch ist die Dehnungsfähigkeit des armierten Betons immerhin wesentlich größer als diejenige des nicht armierten.

Die Erkenntnis dieser grundlegenden Eigenschaften im Verein mit einer wirtschaftlichen Berechnungsart, die, wenn auch nicht ganz einwandfrei, doch alle in Betracht kommenden Faktoren berücksichtigt, sind die Ursache, daß die Anwendungsgebiete des Eisenbetonbaues mehr und mehr an Umfang gewinnen und zurzeit im gesamten Hoch- und Tiefbau eine wesentliche Rolle spielen.

Als Konstruktionsgrundsätze für die sachgemäße und wirtschaftliche Verwendung des Eisenbetons sind dabei in erster Linie folgende zu beachten:

1. Der Widerstand des Betons ist überall dort durch Eiseneinlagen zu verstärken, wo der betreffende Konstruktionsteil auf Zug oder Schub beansprucht wird.
2. Die Verwendung des Eisens ist, soweit es die gegenwärtige Berechnung zuläßt, zu beschränken, damit die Bauweise wirtschaftlich bleibt.
3. Die Herstellung der einzelnen Bauteile muß nach jeder Richtung hin mit größter Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit erfolgen, da die Sicherheit, die den Rechnungen zugrunde liegt, nur hierdurch herbeigeführt werden kann.

Nach dem ersten Grundsatz wird man demzufolge in jedem einzelnen Fall zunächst die einwirkenden Kräfte ermitteln und mit Hilfe der bekannten Festigkeitsregeln die hierdurch bedingten Spannungen feststellen. So ergeben sich z. B. für eine freiaufliegende Platte, die auf Biegung beansprucht wird, in den oberen Fasern Druck-, in den unteren dagegen Zugspannungen. Da nun der Zementbeton wohl ziemliche Druckbeanspruchungen aber nur geringe Zug- und Schubspannungen aushalten kann, das Eisen für Druck und Zug aber gleiche Festigkeit zeigt, so ergibt sich ohne weiteres, daß hier die Einlagen möglichst dicht an der Plattenunterkante vorzusehen sind (Abb. 1 u. 2). Würde dieselbe Platte dagegen an beiden Enden fest eingespannt sein, so entstehen bei der Durchbiegung

Abb. 1 u. 2. Eiseneinlagen in einer frei aufliegenden Platte.

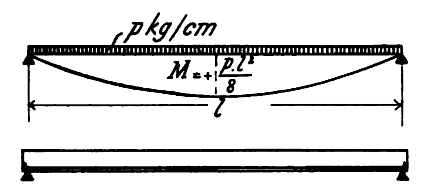
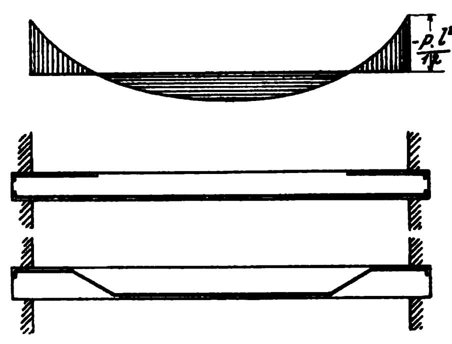


Abb. 3 bis 5. Eiseneinlagen in einer an beiden Enden fest eingespannten Platte.



beiderseits negative Momente. Die Zugspannungen werden demzufolge nur im mittleren Teil unten, sonst aber oben auftreten, weshalb die Einlagen hier in der aus Abb. 3 bis 5 ersichtlichen Weise angeordnet werden. Mit Rücksicht auf die statischen Verhältnisse läßt sich demnach die richtige Lage der Eisen in jedem Falle genau bestimmen, so daß für die Herstellung sachgemäßer Konstruktionen nicht nur die einzelnen Systeme, sondern in erster Linie diese statischen Wirkungen zu beachten sind.

Daß die weitere Ausbreitung der Eisenbetonbauweise trotz der verschiedenen Vorteile im wesentlichen von ihrer Wirtschaftlichkeit abhängig ist, leuchtet ohne weiteres ein, weshalb auch dem zweiten Grundsatz besondere Bedeutung beizumessen ist. Man wird also die Einlagen nicht, wie es bisher bei verschiedenen Systemen der Fall ist, so anordnen, daß sie teilweise nur wenig oder gar nicht ausgenutzt werden, sondern man wird das Eisen nur in beschränktem Maße und dort verwenden, wo es unbedingt notwendig ist. Dabei ist keineswegs zu befürchten, daß die Festigkeit der einzelnen Bauteile zu

gering wird, denn die gegenwärtig allgemein Verwendung findenden Berechnungsweisen und Bestimmungen bieten gerade nach dieser Richtung hin genügende Sicherheit. Es ist also nicht notwendig, größere Eisenmengen als die durch Rechnung ermittelten einzulegen, denn damit würde die Bauweise ohne praktischen Wert nur teurer gemacht.

Von weit größerem Einfluß ist in diesem Sinne die richtige und gewissenhafte Ausführung, wie sie im dritten Konstruktionsgrundsatz gefordert wird. Gerade hier werden vielfach noch jetzt die größten Fehler gemacht, weshalb denn auch trotz der sorgfältigsten Rechnung häufig genug Einstürze vorkommen, die nur zu oft als Nachteile der Bauweise selbst bezeichnet werden. Um diese für die weitere Entwicklung des Eisenbetonbaues nachteiligen Unfälle soweit als angängig zu verhindern, ist es notwendig, daß die einzelnen Arbeiten mit vollem Verständnis und mit Rücksicht auf die Wirkungsweise der einzelnen Teile ausgeführt werden. Da es aber dem Einzelnen nicht immer möglich ist, sich dieses Verständnis auf der Baustelle selbst anzueignen, so sollen die dabei beachtenswerten Regeln und Einzelheiten noch in einem besonderen Abschnitt (vergl. E) besprochen werden.

§ 3. Vorteile und Anwendungen des Eisenbetons. Als vorteilhafte Eigenschaften der Eisenbetonbauweise sind anzuführen: 1. die absolute Feuersicherheit, 2. die fast unbeschränkte Dauer bei äußerst geringer Unterhaltungsarbeit, 3. die bedeutende Tragfähigkeit und Festigkeit, 4. die leichte Formbarkeit und 5. der geringe Materialbedarf und die hierdurch bedingte Billigkeit.

Durch diese im vollen Umfange nur dem Eisenbeton eigenen Vorteile ist dieser nach jeder Richtung hin als ein vorzügliches Baumaterial zu bezeichnen. Zwar erscheint uns der reine Eisenbau in mancher Hinsicht ebenso zweckmäßig; doch hat gerade dieser auch wesentliche Nachteile. So ist z. B. die Feuersicherheit des Eisens durchaus ungenügend, denn die Erfahrungen bei großen Bränden lassen ohne jeden Zweifel erkennen, daß eiserne Tragkonstruktionen unter der Einwirkung großer Hitze vollständig zerstört werden. Der Zementbeton hingegen zeigt selbst bei größter Hitze keine wesentlichen Formänderungen und behält seine volle Festigkeit; außerdem schützt er als schlechter Wärmeleiter auch die Eiseneinlagen, so daß tatsächlich eine absolute Feuersicherheit vorhanden ist.

In ähnlicher Weise zeigt sich der Vorteil bezüglich der Dauer und Unterhaltung. Auch hier erfordern Eisen- und Holzkonstruktionen dauernde Aufwendungen für Anstriche und Ausbesserungen, während der Eisenbeton auch ohne diese seine ursprüngliche Festigkeit und sein gleichartiges Aussehen behält; denn ein Rosten der Einlagen ist bei Verwendung von genügend fetten Betonmischungen (1 : 3 bis 1 : 5) vollständig ausgeschlossen, da der Zement die Eisenteile umhüllt und so von der atmosphärischen Luft abschließt. Bedenkt man ferner, welche bedeutenden Aufwendungen an Zeit und Material die verschiedenartigen Verbindungen und Anschlüsse bei Eisen- und Holzkonstruktionen erfordern, so erscheint auch der Vorteil leichter Formbarkeit nicht unbedeutend. In Eisenbeton lassen sich selbst die unregelmäßigsten Formen ohne jede Schwierigkeit schnell und billig herstellen; denn hier können die Verbindungen der tragenden Teile in einfachster Weise geschaffen und die Konstruktionshöhen auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Kunstvolle Gewölbe- und Treppenformen können hierbei ebenso leicht und schnell ausgeführt werden wie Überdeckungen unregelmäßiger Räume usw. Da außerdem auch die Tragfähigkeit ganz bedeutend ist, läßt sich für Fabrik- und Versammlungssäle, Schulen u. dergl. die Zahl der unterstützenden Säulen wesentlich beschränken, so daß die Raumausnutzung, Lüftung und Beleuchtung, soweit als überhaupt möglich, begünstigt wird.

Mit Rücksicht auf diese vielseitigen Vorteile ergibt sich ohne weiteres, daß die Anwendungsgebiete der Eisenbetonbauweise ganz beträchtlich sein müssen. Tatsächlich findet sie denn auch die vielseitigste Verwendung, und es gibt gegenwärtig kaum noch größere Neubauten, bei denen der Eisenbeton fehlt. In einzelnen Fällen wird er sogar ausschließlich verwendet, so daß schon Bauwerke ohne jedes andere Material vom Grundmauerwerk bis zum Dach aus Eisenbeton hergestellt wurden. In ganz besonderem Maße eignet sich dieser zur Ausführung von weit gespannten, schwer belasteten Decken in Lagerhäusern, Magazinen, Gasthöfen, Warenhäusern usw. Hier werden die sonst aus Eisen hergestellten Säulen, Träger und Unterzüge durch solche aus Eisenbeton ersetzt, wodurch das Gebäude eine wesentlich größere Steifigkeit und vor allen Dingen Feuersicherheit erhält. Da in den meisten Fällen sämtliche Teile an Ort und Stelle ausgeführt werden, so bildet das Ganze eine vollkommen steife Verbindung, die vielfach durch besondere Verstärkungen an den Säulen und Balken noch erhöht wird.

Die Auflagerung der Eisenbetonträger an den Außenmauern kann dabei entweder unmittelbar auf dem gewöhnlichen Mauerwerk erfolgen, oder es werden besondere Wandpfeiler vorgesehen, welche die Hauptlasten direkt auf die Fundamente übertragen. Im ersten Fall müssen die Umfassungen gut fundiert und möglichst in Zementmörtel gemauert werden, damit keine Setzungen eintreten. Wird hingegen die zweite Art der Ausführung gewählt, so kann die tragende Eisenbetonkonstruktion unabhängig von allem Mauerwerk für sich allein emporgeführt und fertiggestellt werden. Hierdurch wird es möglich, daß die Umfassungen nur als einfache Verkleidung von geringer Stärke ausgeführt werden. Doch nicht nur für Gebäude der genannten Art empfiehlt sich die Eisenbetonbauweise, auch bei solchen mit geringeren Belastungen, kann sie unter Umständen vorteilhaft Verwendung finden. So wird man in erster Linie Treppenanlagen und Deckenkonstruktionen in dieser Bauweise herstellen, da hierdurch die Gefahr bei Bränden wesentlich vermindert wird. Allgemein lassen sich die Verwendungsmöglichkeiten dahingehend zusammenfassen, daß es gegenwärtig im gesamten Hochbau wohl keine Bauteile mehr gibt, die nicht schon, wenigstens versuchsweise, in Eisenbeton ausgeführt wurden.

B. Das Material.

§ 4. Der Beton. Als Beton im allgemeinen bezeichnet man ein Gemisch von Zement, Sand und Kies oder Steinschlag, das mit einer entsprechenden Menge Wasser verarbeitet wird. Die Festigkeit dieser Masse hängt dabei im wesentlichen von der Menge und Beschaffenheit des Zementes ab, da dieser als das eigentliche Bindemittel wirkt und den innigen Zusammenhang aller Teile herbeiführt. Die Eigenschaften des Zementes sind deshalb in jedem Falle mit besonderer Sorgfalt zu prüfen, weshalb auch hier zunächst die notwendigen Angaben dazu folgen sollen.

a) Die Zemente. Allgemein versteht man unter Zement ein Material, welches hydraulische Eigenschaften besitzt und als Bindemittel zu Bauzwecken benutzt wird. Nach der Herstellungsweise unterscheidet man gegenwärtig zwei Zementarten, deren Bestandteile im wesentlichen dieselben sind; es ist dies der Portlandzement und der Puzzolanzement (Schlackenzement). Für die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten kommt indessen fast nur der Portlandzement in Betracht.

Portlandzement ist ein in seiner Masse gleichartiger, durch Zusatz von Wasser erhärtender Mörtelstoff, der dadurch erzeugt wird, daß man eine in bestimmten Verhältnissen zu einander hergestellte innige Mischung von Kalk und Ton, oder anderen Materialien, die Silikate enthalten, bis zur Sinterung brennt und dann durch Mahlen zerkleinert.

Die chemische Zusammensetzung normaler Portlandzemente schwankt zwischen folgenden Werten:

Kalk	58—65 %
Kieselsäure	20—26 »
Tonerde und Eisenoxyd .	7—14 »
Magnesia	1— 3 »
Alkalien	0— 3 »
Schwefelsäure	0— 2 »

Die Rohmaterialien, Kalk, Ton usw. werden je nach ihrer Beschaffenheit auf nassem oder trockenem Wege innig gemischt und fein gemahlen. Sodann formt man aus der gewonnenen Másse Steine und brennt diese bei sehr hoher Temperatur bis zur Sinterung. Die auf diese Weise entstandenen Zementklinker werden nun zu einem feinen Pulver gemahlen, das den fertigen Zement darstellt.

Je nach der Beschaffenheit der Rohmaterialien, ihrer chemischen Zusammensetzung und dem Grade des Brandes bindet der Zement mehr oder weniger rasch ab, d. h. er erstarrt nach Hinzubringen von Wasser nach einer bestimmten Zeit (Bindezeit) derart, daß er einem leichten Druck mit dem Fingernagel widersteht. Für die Herstellung von Beton- und Eisenbetonbauten wird zumeist langsam bindender Portlandzement verwandt, das heißt solcher, der zum Erstarren 2 Stunden oder auch längere Zeit braucht.

Bei der Ausführung selbst soll man sich von dem regelrechten Abbinden des Zementes genau überzeugen, da hiervon die Verarbeitung direkt abhängig ist. Bindet z. B. ein Zement, trotzdem derselbe als Langsambinder zu bezeichnen ist, im Anfang ziemlich rasch ab, so ist der Beton nur in geringen Mengen zu mischen und möglichst schnell zu verarbeiten. Dasselbe gilt für schnell abbindende Zemente überhaupt. In der Praxis werden deshalb Schnellbinder, außer für Herstellung von Röhren, nur zu örtlichen Ausbesserungen und für Verputz von Einzelteilen angewendet.

b) Normen zur Prüfung des Zementes. Als Normen für die Prüfung von Portlandzementen wurden durch Erlaß des Königl. Preuß. Ministeriums vom 28. Juli 1887 folgende aufgestellt.

α) *Verpackung und Gewicht.* In der Regel soll Portlandzement in Normalfässern von 180 kg brutto und zirka 170 kg netto und in halben Normalfässern von 90 kg brutto und zirka 83 kg netto verpackt werden. Das Bruttogewicht soll auf den Fässern verzeichnet sein. Wird der Zement in Fässern von anderem Gewicht oder in Säcken verlangt, so muß das Bruttogewicht auf diesen Verpackungen ebenfalls durch deutliche Aufschrift kenntlich gemacht werden. Streuverlust sowie etwaige Schwankungen im Einzelgewicht können bis zu 2 % nicht beanstandet werden. Die Fässer und Säcke sollen außer der Gewichtsangabe auch die Firma oder die Fabrikmarke der betreffenden Firma in deutlicher Schrift tragen.

β) *Bindezeit.* Je nach der Art der Verwendung kann Portlandzement langsam oder rasch bindend verlangt werden. Als langsam bindend sind solche Zemente zu bezeichnen, die erst in zwei Stunden oder in längerer Zeit abbinden.

Um die Bindezeit eines Zementes zu ermitteln, rühre man den reinen langsam bindenden Zement drei Minuten, den rasch bindenden eine Minute lang mit Wasser zu einem steifen Brei an und bilde auf einer Glasplatte durch nur einmaliges Aufgeben einen etwa 1,5 cm dicken, nach den Rändern hin dünn auslaufenden Kuchen. Die zur Herstellung dieses Kuchens erforderliche Dickflüssigkeit des Zementbreies soll so beschaffen sein, daß der mit einem Spachtel auf die Glasplatte gebrachte Brei erst durch mehrmaliges Aufstoßen der Glasplatte nach den Rändern hin ausläuft, wozu in den meisten Fällen 27—30 % Anmachwasser genügen. Sobald der Kuchen soweit erstarrt

ist, daß derselbe einem leichten Druck mit dem Fingernagel widersteht, ist der Zement als abgebunden zu betrachten.

γ) *Volumbeständigkeit.* Portlandzement soll volumbeständig sein. Als entscheidende Probe soll gelten, daß ein auf einer Glasplatte hergestellter und vor Austrocknung geschützter Kuchen aus reinem Zement, nach 24 Stunden unter Wasser gelegt, auch nach längerer Beobachtungszeit durchaus keine Verkrümmungen oder Kantenrisse zeigen darf.

Zur Ausführung der Probe wird der zur Bestimmung der Bindezeit angefertigte Kuchen bei langsam bindendem Zement nach 24 Stunden, jedenfalls aber erst nach erfolgten Abbinden unter Wasser gelegt. Bei rasch bindendem Zement kann dies schon nach kürzerer Frist geschehen. Die Kuchen, namentlich die von langsam bindendem Zement müssen bis nach erfolgtem Abbinden vor Zugluft und Sonnenschein geschützt werden, am besten durch Aufbewahren in einem bedeckten Kasten oder auch unter Tüchern. Es wird hierdurch die Entstehung von Schwindrissen vermieden, die sich in der Regel in der Mitte des Kuchens zeigen und von Unkundigen für Treibrisse gehalten werden können. Die Erscheinung des Treibens zeigt sich an den Kuchen in der Regel bereits nach drei Tagen, jedenfalls genügt eine Beobachtung von 28 Tagen.

δ) *Feinheit der Mahlung.* Portland-Zement soll so fein gemahlen sein, daß eine Probe desselben auf einem Sieb von 900 Maschen pro Quadratzentimeter höchstens 10% Rückstand hinterläßt. Die Drahtstärke des Siebes soll die Hälfte der Maschenweite betragen. Zu jeder Siebprobe sind 100 g Zement zu verwenden.

ε) *Festigkeitsproben.* Die Bindekraft von Portland-Zement soll durch Prüfung einer Mischung von Zement und Sand ermittelt werden. Die Prüfung soll auf Zug und Druckfestigkeit nach einheitlicher Methode geschehen und zwar mittels Probekörpern von gleicher Gestalt und gleichem Querschnitt und mit denselben Apparaten.

Daneben empfiehlt es sich auch die Festigkeit des reinen Zementes festzustellen. Die Zerreißungsproben sind an Probekörpern von 5 qcm Querschnitt der Bruchfläche, die Druckproben an Würfeln von 50 qcm Fläche vorzunehmen.

ζ) *Zug- und Druckfestigkeit.* Langsam bindender Portland-Zement soll bei der Probe mit 3 Gewichtsteilen Normalsand[1]) auf 1 Gewichtsteil Zement nach 28 Tagen Erhärtung (1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser) eine Minimalfestigkeit von 16 kg/qcm haben. Die Druckfestigkeit soll mindestens 160 kg/qcm betragen. Bei schnell bindenden Portland-Zementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen eine geringere als die oben angegebene. Es soll deshalb bei Angabe von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit angeführt werden.

c) Beimischungen. Als Zusatzstoffe für Beton und Eisenbeton verwendet man in der Hauptsache Sand, Kies, Feinschlag oder Steingrus und Schotter. Die Wahl dieser Stoffe muß in jedem Fall mit größter Sorgfalt geschehen, weil deren Beschaffenheit großen Einfluß auf die Festigkeit des Betons hat. Allerdings wird man möglichst diejenigen Sand- und Kiesarten verwenden, die in der Gegend vorkommen; doch sollte man, falls jene den Anforderungen nicht entsprechen, kein Opfer scheuen und selbst aus großer Entfernung Baustoffe beziehen, deren Eigenschaften Gewähr für gute Haltbarkeit leisten.

Während bei gewöhnlichem Beton immer Mischungen von Zement, Sand oder Kies und Schotter hergestellt werden, verwendet man bei Eisenbeton in vielen Fällen nur

---

[1]) Normalsand wird gewonnen, indem man möglichst reinen Quarzsand wäscht, trocknet und durch ein Sieb von 50 Maschen auf das qcm siebt; sodann bringt man den gewonnenen Sand in ein Sieb mit 120 Maschen auf ein qcm und entfernt dadurch die feinsten Teile. Die Drahtstärke der Siebe soll 0,38 bzw. 0,32 mm betragen.

Mischungen von Zement und Sand oder Kies in mörtelähnlicher Zusammensetzung. Dies geschieht z. B. bei Herstellung von Bauteilen mit geringen Stärken, ebenso bei Bauweisen, wo die Einlage aus Gitterwerk mit geringen Öffnungen besteht. Dort, wo größere Stärken notwendig sind, wählt man zweckmäßig auch gröberes Material. In solchen Fällen ist die Verwendung von verschiedenen Korngrößen besonders empfehlenswert, da hierbei weniger Zwischenräume entstehen und die Festigkeit größer wird. Im allgemeinen geht man bei Eisenbeton jedoch nicht über eine Korngröße von 25 bis 35 mm.

α) *Kies und Sand.* Die Beurteilung dieser Zusatzstoffe soll in bezug auf Festigkeit, Reinheit, Korngröße und Kornbeschaffenheit erfolgen, und zwar sind alle Sandarten von der Verwendung auszuschließen, deren Körner unter leichtem Druck zerfallen. Außerdem auch solche, die Lehm, Torf, Schwefelkies oder sonstige erdige Bestandteile enthalten, denn die hierdurch bedingten Säuren wirken zerstörend auf den erhärteten Zement ein. Die Korngröße soll für gewöhnlichen Beton möglichst verschiedenartig sein, da hierbei die geringsten Hohlräume entstehen; dasselbe gilt auch für Eisenbeton, doch ist hier die höchstzulässige Größe von der Entfernung der Einlagen abhängig. Ist geuügend reiner Sand oder Kies ausnahmsweise nur mit großem Kostenaufwand zu beschaffen, so kann es sich unter Umständen empfehlen, den in nächster Nähe gewonnenen durch waschen und sieben soweit zu reinigen, daß er den gestellten Anforderungen entspricht. Dabei ist zu beachten, daß der hier ausgeschiedene feine Sand vielfach noch für Verputzzwecke Verwendung finden kann.

β) *Feinschlag (Steingrus) und Steinmehl.* Diese Zusätze bewirken, wenn sie aus Abfällen harter Gesteinsmassen bestehen, eine wesentlich größere Festigkeit und sind deshalb sehr zu empfehlen.

γ) *Steinschlag oder Schotter* ist gleichfalls für Beton ohne Einlagen eine sehr zweckmäßige Beimischung, um so mehr als die meist rauhen Flächen des Schotters eine innige Verbindung mit dem Zement und den Sandteilen begünstigen. Beachtenswert ist jedoch dabei, daß der Schotter aus harten und dichten Gesteinen, wie Granit, Gneis, Quarzit, Grünstein, Basalt usw. gewonnen werden muß.

δ) *Eisen- und Kohlenschlacke* findet für verschiedene Bauweisen ebenfalls Verwendung und ist infolge ihrer Leichtigkeit und Billigkeit ziemlich beliebt. Der damit hergestellte sog. Schlackenbeton erreicht jedoch nie dieselbe Festigkeit wie der aus Kies und Kleinschlag zusammengesetzte, er ist deshalb nur für Teile mit geringen Spannweiten und Belastungen zulässig. Doch auch hier ist große Vorsicht notwendig, da verschiedene Schlacken durch eingelagerten Kalk oder durch Kalksilikate im Laufe der Zeit zerstört werden.

ε) *Bimsstein.* Der Vorteil geringen Eigengewichtes wie er bei Verwendung von Schlacken erreicht wird, kann auch durch Beimischung von Bimsstein herbeigeführt werden, der sich nach den bisherigen Erfahrungen im Beton sogar wesentlich fester als Schlacke zeigt und keinerlei Zersetzungen befürchten läßt.

Außer diesen, für die Betonmischungen in Betracht kommenden Rohstoffen ist auch die Beschaffenheit des Wassers von wesentlichem Einfluß auf die Festigkeit und Dauer der Betonbauten. Es ist deshalb nur reines, von tierischen und pflanzlichen Fetten freies Wasser zu verwenden. Außerdem ist zu beachten, daß auch kohlensaures und aus Moorboden entnommenes Wasser unbrauchbar ist, da die darin enthaltenen Säuren den Zement angreifen. In der Regel wird man deshalb dort, wo den Wasserläufen die Abwässer direkt zugeführt werden, besser Leitungs- oder Regenwasser verwenden und zwar die letzteren auch nur dann, wenn sie in besonderen Gefäßen aufgefangen werden, also genügend rein sind.

§ 5. Die Mischungsverhältnisse für Eisenbeton und Beton. Soll für einen Bauteil das Mischungsverhältnis bestimmt werden, so ist in den meisten Fällen die erforderliche Festigkeit maßgebend. In einzelnen Fällen dagegen wird außerdem noch möglichst vollständige Wasserundurchlässigkeit verlangt.

Obwohl nun bezüglich der Festigkeit zu empfehlen ist, möglichst fette Mischungen anzuwenden, so muß andererseits darauf hingewiesen werden, daß gerade diesen mit Bezug auf die Volumbeständigkeit ernste Nachteile anhaften. In der Praxis werden deshalb Bauteile, bei denen nur die Standfestigkeit zu berücksichtigen ist, gewöhnlich aus Beton mit 250 bis 450 kg Zementgehalt für das cbm hergestellt. Oftmals wendet man auch bei einem Bauwerk, je nach der größeren oder kleineren Beanspruchung, verschiedene Mischungen an. Dieses Verfahren ist jedoch nicht immer zu empfehlen, namentlich dann nicht, wenn selbsttragende Bauteile in Frage kommen. Die Praxis hat nämlich gezeigt, daß an den Berührungsflächen verschiedener Mischungen leicht Risse entstehen.

Bei Eisenbetonbauten wird das Mischungsverhältnis meist in Zement und Sand ausgedrückt. Für Deckenplatten z. B. mischt man in der Regel 1 Teil Zement mit 3 Teilen Sand, für größere Stärken auch 1 Teil Zement mit 3,5 bis 4 Teilen Sand. Bei Gewölben geht man vielfach bis 1 : 4 und 1 : 4,5 herunter. Indessen ist das Verhältnis 1 : 3 bis 1 : 4 als das Vorteilhafteste zu betrachten, denn hierbei ist außer der bedeutenden Festigkeit des Betons auch die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton genügend groß. Eine magerere Mischung als 1 : 5 wendet man bei Eisenbeton nur selten an, da hier immer ziemlich hohe Beanspruchungen auftreten und deshalb große Festigkeit des Betons notwendig ist.

Wenn der Beton gut gestampft wird, enthält ein cbm durchschnittlich:

bei	Mischung	1 : 3	rund	450 kg	Zement
»	»	1 : 4	»	350 »	»
»	»	1 : 5	»	300 »	»

Dabei können die Beimengungen entweder nur aus Sand oder auch aus Sand und Feinschlag oder Kies bestehen.

Bei Hennebique-Ausführungen ist es üblich, Sand und Kies bzw. Kleinschlag gesondert zu bestimmen.

Als Durchschnittswert gilt hierbei:

Zement	300 kg
Sand	0,400 cbm
Kies oder Kleinschlag . . .	0,850 cbm.

Rechnet man dabei 1 cbm Zement zu 1400 kg, so ergibt dies nach Raumteilen: 1 Teil Zement mit 1,9 Teilen Sand und 4 Teilen Kies oder Steinschlag.

In derselben Weise werden auch die Mischungsverhältnisse des gewöhnlichen Betons bestimmt und zwar kommt auch hier in erster Linie die verlangte Festigkeit in Betracht. Außerdem ist aber besonders zu beachten, daß bei größeren Schottermengen auch genügendes Material, Sand zum Ausfüllen der Hohlräume notwendig ist. Um die verschiedenen Mischungsverhältnisse nach dieser Richtung hin richtig zu bestimmen, bringt man in ein Gefäß eine entsprechende Menge Schotter oder Kies und gießt dann soviel Wasser zu, daß es an der Oberfläche sichtbar wird. Die hierzu notwendige Wassermenge entspricht nun den vorhandenen Hohlräumen und ist durch Sand zu ersetzen. In derselben Weise läßt sich auch die notwendige Zementmenge ermitteln und zwar sind zu diesem Zweck die Hohlräume des betr. Sandmaterials festzustellen.

So ergibt sich z. B. für 540 l Kies oder Schotter, der 40 % Hohlräume enthält, die erforderliche Mörtelmenge zu $540 \cdot \frac{40}{100} = 216$ l. Rechnet man hierzu noch 15 % zur innigen Umhüllung der einzelnen Steine, so ergeben sich $216 \cdot \frac{15}{100} = 32{,}4$ l $+ 216 = 248$ l Sandmörtel. Betragen nun die Hohlräume dieses Sandmörtels 35 % und rechnet man hierzu wie üblich noch 5 % als Zuschlag, so sind $248 \cdot \frac{40}{100} = 99$ l Zement erforderlich. Das Mischungsverhältnis muß demnach rund 1 : 2,5 : 5,4 sein. Würde man in einzelnen Fällen weniger Zement oder Sandmörtel beigeben als Hohlräume vorhanden sind, so entsteht undichter Beton, dessen Festigkeit naturgemäß geringer ist. In der Praxis führt man diese Untersuchungen trotzdem nicht immer aus, da vielfach eines der als normal bekannten Mischungsverhältnisse Anwendung findet. Oft angewandte Verhältnisse dieser Art sind:

1 Teil Zement : 2 Teilen Sand : 4 Teilen Kies oder 3 Teilen Schotter
1 » » : 3 » » : 6 » » » 4,5 » »
1 » » : 4 » » : 8 » » » 6 » »
1 » » : 5 » » : 10 » » » 7,5 » »
1 » » : 6 » » : 12 » » » 8—9 » »

Bei Verwendung der einen oder andern Mischung wird man besonders beachten, daß größerer Zementgehalt zwar erhöhte Festigkeit mit sich bringt, ebenso aber auch die nachteiligen Formänderungen. Man wird deshalb überall dort, wo nicht außergewöhnliche Bedingungen zu erfüllen sind, nicht zu fette Mischungen verwenden, um so mehr als auch mit magerem, gut verarbeiteten Beton bedeutende Festigkeit zu erzielen ist.

Zur Ermittelung der für die einzelnen Mischungen notwendigen Materialien kann folgende Tabelle dienen:

Mischungsverhältnis			Bedarf für 1 cbm Beton			
			Zement		Sand	Steinschlag (Schotter)
Zement	Sand	Steinschlag	l	l	l	l
1	2	3	282	395	600	900
1	3	4,5	200	280	600	900
1	4	6	154	215	600	900
1	5	7,5	120	168	600	900
1	6	9	105	147	600	900

§ 6. Wasserdurchlässigkeit und Frostschutz. Ebenso wie jedes andere Mauerwerk läßt auch Beton und Eisenbeton Wasser durch; doch hat der Beton den Vorteil, daß seine Dichtigkeit im Laufe der Zeit, durch Ablagerung kalkhaltiger Salze, zunimmt und dabei um so vollkommener wird, je fetter die Mischung ist.

Bei Behälterbauten, bei denen der zu leistende Widerstand größere Stärken verlangt, genügt es indessen, einen inneren Mörtelputz von fetter Mischung herzustellen, auf den man zweckmäßig noch eine dünne Schicht (2 bis 3 mm) reinen Zement bringt. So wurde unter andern der rund 1800 cbm fassende Versuchskanal in Dresden-Übigau in sehr magerer Mischung (1 : 6 : 8) ausgeführt und nur an der Innenseite mit Zementmörtel 1 : 3 geputzt. Auf diese Schicht wurde ein reiner Zementüberzug von 2 mm Stärke gebracht und gut geglättet. Die Ausführung zeigte trotz des bedeutenden Wasserdruckes (3,6 m) von Anfang an keine Durchlässigkeit.

Einzelne Fachleute, die sich hauptsächlich mit der Herstellung von Behältern mit dünnen Wandungen beschäftigen, verwenden dazu einen sehr fetten Mörtel und zwar

nach Raumteilen 1 : 2 oder 1 : 1,5. Nach dem Gewicht setzt man dabei für 1 cbm Sand 700 bis 800 kg Zement zu. Die Mischung erhöht nicht nur die Undurchlässigkeit, sondern sie vermehrt auch die Widerstandsfähigkeit gegen die chemische Einwirkung von Flüssigkeiten[2]).

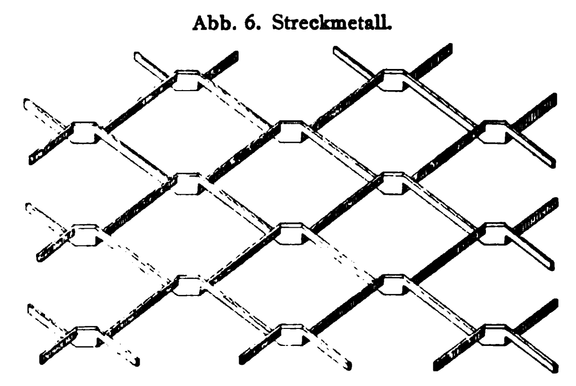
Obwohl die Betonierungsarbeiten bei Frostwetter meist unterbrochen werden, kommt es doch vor, daß einzelne Bauwerke trotz starkem Frost fertig gestellt werden müssen. In solchen Fällen wurde als Frostschutz dem Wasser bei der Betonbereitung verschiedentlich 2 bis 4 % Salz beigegeben, die Zusatzstoffe vor der Mischung aufgetaut und der Beton möglichst schnell verarbeitet. Von anderen Fachleuten wurde als Zusatz Chlorkalium in Mengen von 10 bis 20 % verwandt und auch hiermit günstige Resultate erzielt.

Für Abdichtungsarbeiten, wo es auf möglichst schnelles Abbinden des Betons oder Mörtels ankommt, empfiehlt sich eine Beimengung von Soda. Bei Anwendung der eben angeführten Frostschutzmittel ist jedoch zu beachten, daß der Zusatz von Salzen vielfach ein Ausblühen (Ausschlagen) des Betons zur Folge hat. Es empfiehlt sich deshalb ihre Verwendung nur dort, wo es auf gutes Aussehen der Sichtflächen nicht besonders ankommt. Sollen die Ansichtsflächen jedoch trotzdem möglichst gleichartig erscheinen, so wird man zweckmäßig einen Anstrich mit KESZLERschen Fluaten (vgl. § 30: Putz) vorsehen.

§ 7. Das Eisen. Für die zur Aufnahme der Zug- und Schubkräfte notwendigen Armierungen verwendet man in der Hauptsache Flußeisen. Zwar würde für die bisher zulässigen Spannungen auch das weniger feste Schmiedeeisen genügen, doch ist dessen Preis ebenso hoch wie der für Flußeisen, so daß die Verwendung des letzteren immerhin größere Vorteile bietet.

Besonders zweckmäßig und in allen gewöhnlichen Fällen empfehlenswert, hat sich die Rundeisenform erwiesen, weshalb gerade diese im weitgehendsten Maße Verwendung findet. Außerdem legt man verschiedentlich auch I-, ⊥-, +- und S-Formen ein und für einfache Deckenplatten das sog. Streckmetall. Das letztere wurde von dem Amerikaner GOLDING eingeführt und besteht aus gewöhnlichen Blechen die durch Stanzen und Biegen in eine aus Abb. 6[3]) ersichtliche Form gebracht werden. Für Deutschland wird das Streckmetall durch SCHÜCHTERMANN & KREMER in Dortmund geliefert und zwar sind die handelsüblichen Stärken und Maschenweiten dieser Einlagen verschieden, so daß sie den aufzunehmenden Spannungen entsprechend zu wählen sind.

Abb. 6. Streckmetall.



In Amerika finden außerdem noch die mit besonderen Ansätzen versehenen Thacher- oder Knoteneisen Verwendung. Da sich diese aber nur für stärkere Bauteile eignen und die hierbei vergrößerte Haftfestigkeit durch einfaches umbiegen auch bei gewöhnlichen

[2]) In einzelnen Fällen versieht man diesen Zementputz auch noch mit besonderen Anstrichen wie KESZLERschen Fluaten, Siderosthen-Lubrose, Leinöl und dgl. (siehe auch unter Anstriche). Auch der sog. Asbestzement fand schon mehrfach vorteilhafte Anwendung.

[3]) Die Abb. 6 bis 16, 18, 20 bis 23, 30 bis 32, 34 bis 52, 54 bis 83 u. 86 bis 130 sind entnommen aus: R. WEDER, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«, Leipzig 1906.

Rundeisen erreicht werden kann, scheint ihre Verwendung nicht allgemein empfehlenswert, um so mehr, als sie wesentlich teurer als Rundeisen sind. Zur Verbindung der einzelnen Einlagen ist in jedem Fall noch Eisendraht erforderlich, der vorher geglüht werden muß.

Eine besondere Prüfung des Eisens ist nicht immer notwendig, da die ziemlich vollkommenen Herstellungsverfahren nur selten fehlerhaftes Material liefern. Ebenso ist auch eine besondere Reinigung vor dem Einlegen überflüssig, vorausgesetzt, daß keine losen Rostkrusten und Schmutzteile vorhanden sind. Fest sitzender Rost kann also ohne Bedenken mit einbetoniert werden, da er nach den praktischen Erfahrungen und Versuchen eher eine Vergrößerung als eine Verminderung der Haftfestigkeit herbeiführt.

C. Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen.

§ 8. Allgemeines. Ähnlich wie bei den verschiedenen Baukonstruktionen aus einheitlichem Material, sind auch im Eisenbetonbau die ersten Anwendungen lediglich nach praktischen Gesichtspunkten erfolgt. Erst nachdem man erkannte, daß die Entwickelung dieser Bauweise nur dann eine bedeutungsvolle werden konnte, wenn eine zutreffende theoretische Untersuchung und Berechnung die Möglichkeit bietet, bei geringstem Materialaufwand genügende Sicherheit nachzuweisen, beschäftigten sich verschiedene Theoretiker eingehend mit dieser Frage.

Wie schon früher erwähnt, war es vor allem Regierungs-Baumeister KOENEN, der auf Grund der von Ingenieur A. WAYSZ und Prof. BAUSCHINGER angestellten Versuche eine Theorie entwickelte, die als erste dieser Art überhaupt gelten kann. Diese Berechnungsart findet noch heute, trotzdem innerhalb der letzten Jahre eine große Zahl ähnlicher Theorien aufgestellt wurden, vielfach Anwendung. Sie wurde durch Regierungs-Baumeister KOENEN neuerdings durch Berücksichtigung der von Prof. v. BACH festgestellten Formänderungsgesetze wesentlich verbessert und ist auch den Vorschriften, die als Leitsätze für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen vom Königl. Preußischen Ministerium herausgegeben sind, zugrunde gelegt. Diese im Mai 1907 neu herausgegebenen Leitsätze schreiben bezüglich der Annahmen für die statische Berechnung folgendes vor:

§ 9. Leitsätze für die statische Berechnung.

a) **Eigengewicht.** 1. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu 2400 kg/cbm anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird.

2. Bei Decken ist außer dem Gewicht der tragenden Bauteile das Gewicht der zur Bildung des Fußbodens dienenden Baustoffe nach bekannten Einheitssätzen zu ermitteln.

b) **Ermittelung der äußeren Kräfte.** 1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäß zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegungsmoment in den

Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. Über den Stützen ist dann das negative Biegungsmoment so groß, wie das Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durchgehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles von der Balkenmitte ab nach jeder Seite mit nicht mehr als einem Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge a weniger als das Ein- und Einhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach der Formel $M = \frac{p \cdot b^2}{12}$ berechnet werden. Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

8. Die rechnungsmäßig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

9. Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

c) **Ermittelung der inneren Kräfte.** 1. Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Fünfzehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.

2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten und daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen.

3. Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist außerdem nachzuweisen, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird.

4. Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

5. Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen.

6. Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7. Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die EULERsche Formel anzuwenden.

d) Zulässige Spannungen. 1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/qcm nicht übersteigen.

2. Wird in den unter Abschnitt c, Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zugspannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der Druckfestigkeit betragen.

3. Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:
   a) Bei mäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast;
   b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken und Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu fünfzig v. H. erhöhte Nutzlast;
   c) bei Belastungen mit starken Stößen, wie z. B. bei Kellerdecken unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu hundert v. H. erhöhte Nutzlast.

4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden[4]). Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.

5. Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

§ 10. Druckspannungen in Stützen. Wird angenommen, daß sich eine Kraft P, die zentrisch auf einen Eisenbetonpfeiler einwirkt, gleichmäßig über den ganzen Betonquerschnitt verteilt und daß die Eiseneinlage symmetrisch angeordnet ist, so gilt, wenn f_b die Querschnittfläche des Betons, f_e diejenige des Eisens und k_b bzw. k_e die entsprechenden Beanspruchungen beider Materialien bezeichnen;

$$P = f_b \cdot k_b + f_e \cdot k_e.$$

Hierbei muß, wenn der innige Zusammenhang nicht gestört werden soll, die Dehnung bzw. Verkürzung im Beton gleich derjenigen im Eisen sein.

Bezeichnet $\alpha = \frac{1}{E_b}$ den Dehnungskoeffizient des Betons, $\beta = \frac{1}{E_e}$ denjenigen des Eisens und setzt man:

$$\frac{\alpha}{\beta} = \frac{\frac{1}{E_b}}{\frac{1}{E_e}} = \frac{E_e}{E_b} = n,$$

so wird, da $\alpha \cdot k_b = \beta \cdot k_e$ sein muß:

$$k_b = k_e \cdot \frac{1}{n} \quad \text{und} \quad k_e = k_b \cdot n.$$

Führt man diese Werte in die allgemeine Gleichung:

$P = f_b \cdot k_b + f_e \cdot k_e$ ein, so wird $P = f_b \cdot k_b + f_e \cdot k_b \cdot n$ oder

$$P = k_b (f_b + f_e \cdot n). \tag{1}$$

[4]) Die Leitsätze des deutschen Architekten- und Ingenieurvereins empfehlen auf Grund weitgehender Versuchsergebnisse, auch in Stützen die Beanspruchung bis zu $\frac{1}{5}$ der Bruchfestigkeit zuzulassen.



Setzt man den Wert für k_e ein, so wird

$$P = f_b \cdot k_e \cdot \frac{1}{n} + f_e \cdot k_e$$

oder

$$P = k_e \left(f_b \cdot \frac{1}{n} + f_e\right). \qquad (2)$$

Das Verhältnis der beiden Elastizitätsmodule $n = \frac{E_e}{E_b}$ wird nach den Leitsätzen zu $\frac{2100000}{140000} = 15$[5]) angenommen.

Beispiel. Welche zentrische Belastung P kann ein quadratischer, 3,2 m hoher **Eisenbetonpfeiler** von 25 cm Seitenlänge (Abb. 7) aufnehmen, wenn die Armierung durch 4 Rundeisen von 1,5 cm Durchmesser gebildet werden soll?

Die Bruchfestigkeit des betr. Betons sei zu 280 kg/qcm ermittelt. Da nach den Leitsätzen die zulässige Beanspruchung in Stützen nur $\frac{1}{10}$ der Bruchfestigkeit betragen darf, wird:

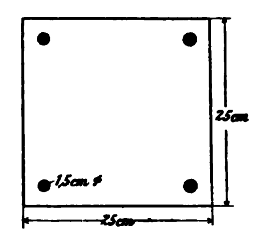


Abb. 7. Berechnung eines Eisenbetonpfeilers.

$$k_b = \frac{280}{10} = 28 \text{ kg/qcm} \quad \text{und da} \quad P = k_b(f_b + f_e \cdot n)$$

ist, so ergibt sich

$$P = 28\left(25 \cdot 25 + 4 \cdot \frac{1{,}5^2 \cdot 3{,}14}{4} \cdot 15\right) = 20467 \text{ kg}.$$

Ferner ist die Spannung im Eisen $k_e = k_b \cdot n = 28 \cdot 15 = 420$ kg/qcm.

Da der Anfänger meist nicht imstande ist, für eine gegebene Belastung die notwendigen Abmessungen des Betonquerschnittes sowohl als auch des Eisenquerschnittes von vornherein richtig anzunehmen, wurden schon mehrfach besondere Tabellenwerke berechnet, aus denen die betr. Abmessungen entnommen werden können. Im allgemeinen wird man aber auch ohne solche Tabellen rasch und sicher zum Ziele kommen, wenn die Rechnung wie im folgenden Beispiel durchgeführt wird.

Beispiel. Welche Abmessungen muß eine 5,0 m hohe quadratische **Eisenbetonsäule** erhalten, wenn diese 30300 kg zentrischen Druck aushalten soll und mit 1% Eiseneinlage versehen wird? Die Bruchfestigkeit des Betons sei 250 kg/qcm. Damit wird die Betonspannung $k_b = \frac{250}{10} = 25$ kg/qcm. Der Eisenquerschnitt $f_e = 1\%$ von f_b also $\frac{1}{100} f_b$. Es ergibt sich hiernach $P = k_b\left(f_b + 15 \cdot \frac{f_b}{100}\right)$ und daraus $f_b + \frac{15}{100} f_b = \frac{P}{k_b}$ oder $\frac{115}{100} f_b = \frac{P}{k_b}$; damit wird

$$f_b = \frac{P \cdot 100}{k_b \cdot 115} = \frac{303000 \cdot 100}{25 \cdot 115} = 1054 \text{ qcm}.$$

Mithin ist die Seitenlänge $a = \sqrt{1054} \cong 32{,}0$ cm (Abb. 8) und der erforderliche Eisenquerschnitt $f_e = \frac{1054}{100} = 10{,}54$ qcm.

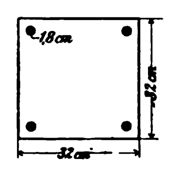


Abb. 8. Berechnung einer Eisenbetonsäule.

Zweckmäßig wählt man 4 Rundeisen, deren Durchmesser aus der Gleichung $\frac{10{,}54}{4} = \frac{d^2 \cdot \pi}{4}$ zu $d = \sqrt{\frac{10{,}54}{3{,}14}} \cong 1{,}8$ cm ermittelt wird. Die Spannung im Eisen ist $k_e = k_b \cdot n = 25 \cdot 15 = 375$ kg/qcm.

---

[5]) Nach Versuchen von BACH schwankt dieser Wert zwischen 6 und 15 und ist abhängig von der Güte der Betonmischung.

Als bekannt ist bei diesen Rechnungen nur die Belastung P, die zulässige Beanspruchung k_b und die anteilige Verwendung der Eiseneinlage anzunehmen. Die erstere ist in jedem praktischen Fall als Stützdruck gegeben, während k_b nach obigem von der Bruchfestigkeit des Betons abhängt und in der Regel mit 20 bis 30 kg/qcm eingeführt wird. Die Eiseneinlage f_e soll nach den Leitsätzen des Ingenieur- und Architekten-Vereins mindestens 0,8 °/₀ vom Betonquerschnitt betragen, während Prof. MÖRSCH eine solche von 0,8 bis 2 °/₀ empfiehlt. Innerhalb dieser Grenzen kann demnach die Größe der Einlagen ohne weiteres bestimmt werden und zwar wird man dort, wo geringere Säulenstärken erwünscht sind, die Menge des Eisens größer wählen, da dessen Druckbeanspruchung das 15fache der Betonspannung betragen kann.

§ 11. Knickfestigkeit. Obwohl bei Eisenbetonkonstruktionen infolge der meist vorhandenen Würfelfestigkeit des Betons ein Ausknicken der Stützen und Pfeiler nur ausnahmsweise zu befürchten ist, soll die Knickfestigkeit nach den Bestimmungen doch nachgewiesen werden, wenn die Höhe mehr als das 18fache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Für die Berechnung benutzt man die EULERschen Knickungs-Gleichungen.

Die aus der Berechnung der Baukonstruktionen bekannte EULERsche Formel lautet:

$$P = \frac{a \cdot \pi^2 \cdot E \cdot J}{s \cdot l^2}.$$

Hierbei bezeichnet

P die zentrische Belastung in kg.
a eine von der Befestigungsart des Stabes abhängende Zahl (vgl. Abb. 9 bis 12).
E das Elastizitätsmodul des Materials.
J das Trägheitsmoment des Querschnittes.
s den Sicherheitsgrad und
l die Länge des Stabes in cm.
π^2 setzt man genau genug = 10.

Für Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen läßt sich diese Formel nicht ohne weiteres anwenden, da E und J verschiedene Größen enthalten und zwar ist $E = E_b + E_e$ und $J = J_b + J_e$.

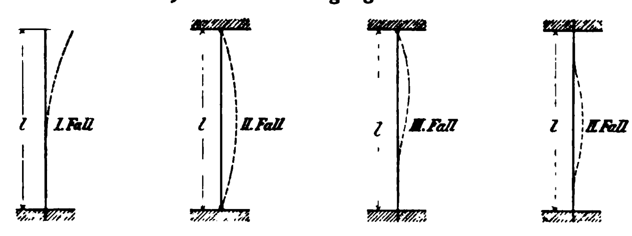
Damit nimmt obige Gleichung folgende Gestalt an:

$$P = \frac{a \cdot \pi^2 \cdot (E_b \cdot J_b + E_e \cdot J_e)}{s \cdot l^2}.$$

Setzt man hierin wieder $\frac{E_e}{E_b} = n$, so wird

$$P = \frac{a \cdot \pi^2 \cdot E_e \left(\frac{J_b}{n} + J_e\right)}{s \cdot l^2}, \tag{3}$$

Abb. 9 bis 12. Befestigungsart der Stützen.



a ist je nach der Befestigungsart (vgl. Abb. 9 bis 12) $\frac{1}{4}$, 1, 2 oder 4. Aus Formel 3 ergibt sich demnach, wenn man $E_e = 2\,000\,000$; $n = 15$; $\pi^2 = 10$ und s, d. h. den Sicherheitsgrad für Beton = 10 setzt, sowie P in Tonnen (t) und l in Metern (m) einführt:

für den I. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 20 \cdot P \cdot l^2$, oder auch $s = \frac{\frac{J_b}{15} + J_e}{2 \cdot P \cdot l^2}$ (4)

» » II. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 5 \cdot P \cdot l^2$, » » $s = \frac{2\left(\frac{J_b}{15} + J_e\right)}{P \cdot l^2}$ (5)

» » III. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 2{,}5 \cdot P \cdot l^2$, » » $s = \frac{4\left(\frac{J_b}{15} + J_e\right)}{P \cdot l^2}$ (6)

» » IV. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 1{,}25 \cdot P \cdot l^2$. » » $s = \frac{8\left(\frac{J_b}{15} + J_e\right)}{P \cdot l^2}$ (7)

Beispiel: Der zuletzt auf Druck berechnete Pfeiler ist unter der Voraussetzung, daß er unten und oben festgehalten, aber nicht eingespannt wird, auf Knickfestigkeit zu untersuchen.

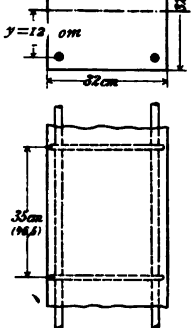


Abb. 13 u. 14. Berechnung eines Pfeilers.

Nach dem II. Fall, Gleichung 5, ist $P = \frac{\frac{J_b}{15} + J_e}{l^2 \cdot 5}$; ferner $J_b = \frac{32^4}{12}$ cm⁴ (Trägheitsmoment für □ Querschnitt) und $J_e = \frac{d^4 \cdot \pi}{64} + f_e \cdot y^2$; hierbei kann $\frac{d^4 \cdot \pi}{64}$, da es sehr klein ist, ohne Bedenken vernachlässigt werden. Folglich ist $J_e = 10{,}54 \cdot 12^2$ (Abb. 13 u. 14) und damit die zulässige Belastung:

$$P = \frac{\frac{32^4}{12 \cdot 15} + 10{,}54 \cdot 12^2}{5{,}0^2 \cdot 5} = 58{,}740 \text{ t} = 58\,740 \text{ kg}.$$

Da der Pfeiler nur 30300 kg aufzunehmen hat, ist genügende Sicherheit gegen Ausknicken vorhanden. Damit die einzelnen Eisen nicht für sich ausbiegen (knicken), muß der auf ein Eisen wirkende Druck in die Knickungsgleichung eingesetzt und die Entfernung der Querverbindungen l_1 berechnet werden. Es ist deshalb

$$P_{e_1} = f_{e_1} \cdot k_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i}{s \cdot l_1^2},$$

woraus sich die zulässige Knicklänge der Eisenstäbe ergibt:

$$l_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot i}{s \cdot k_e \cdot f_{e_1}}}.$$

Da aber $i = \frac{d^4 \cdot \pi}{64}$ und $f_{e_1} = \frac{d^2 \cdot \pi}{4}$ ist, so wird $\frac{i}{f_{e_1}} = \frac{d^2}{16}$ und $l_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot d^2}{s \cdot k_e \cdot 16}}$ $= \sqrt{\frac{10 \cdot 2\,000\,000 \cdot d^2}{5 \cdot k_e \cdot 16}}$, ($s$ als Sicherheitsgrad für Eisen ist gleich 5 gesetzt). Hieraus berechnet sich

$$l_1 = 500 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{1}{k_e}}. \tag{8}$$

k_e wurde in dem Beispiel zu $25 \cdot 15 = 375$ kg/qcm ermittelt. Damit ergibt sich $l_1 = 500 \cdot 1{,}8\sqrt{\frac{1}{375}} = 46{,}5$ cm, d. h. die Eiseneinlagen müssen mindestens alle 46,5 cm durch wagerechte Bügel miteinander verbunden werden. Nach den Leitsätzen ist die Bügelentfernung indessen kleiner, höchstens zu 35 cm zu nehmen.

§ 12. Biegungsfestigkeit. Wie bekannt, berechnet sich die Biegungsfestigkeit homogener Körper mit konstantem Elastizitätsmodul nach der allgemeinen Gleichung

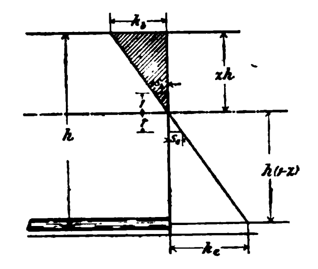
$$k = \frac{M}{W}.$$

Macht man bei Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen dieselben Annahmen wie für die obige Gleichung, nämlich, daß die einzelnen Querschnitte auch nach der Durchbiegung noch eben sind, so wird die Rechnungsweise dadurch wesentlich vereinfacht. Diese Annahme erscheint um so mehr zulässig, als die nach dieser Richtung hin gemachten Versuche keine großen Abweichungen von den so gewonnenen Rechnungsergebnissen zeigen.

Wird ein gerader Balken auf Biegung beansprucht, so entsteht bekanntlich in einem Teile Druckspannung (D), im andern Teile Zugspannung (Z). Die Druckspannung kann nun durch den Beton aufgenommen werden, während zur Aufnahme der Zugspannungen eine Eiseneinlage erforderlich ist. Denn obgleich auch der Beton eine gewisse Zugspannung aushalten kann, empfiehlt es sich doch, diese zu vernachlässigen, da hierdurch die Rechnungen wesentlich einfacher und die Konstruktionen sicherer werden.

a) Platten. Zur Entfernung des inneren Momentes, das dem äußeren gleich zu setzen ist, muß zunächst der Abstand χh, der neutralen Achse von Plattenoberkante bestimmt werden (Abb. 15). Bezeichnet S_b die Spannung des Betons im Abstand 1 von der neutralen Achse, so wird die größte Beanspruchung

Abb. 15. Abstand der neutralen Achse von Plattenoberkante.



$$k_b = S_b \cdot \chi h.$$

Ist ferner S_e die Spannung des Eisens im Abstand 1, so wird die maximale Spannung desselben

$$k_e = S_e (h - \chi h) = S_e \cdot h (1 - \chi).$$

Aus beiden Gleichungen folgt:

$$\frac{k_e}{k_b} = \frac{S_e \cdot h (1 - \chi)}{S_b \cdot h \cdot \chi}.$$

Da nun $\frac{S_e}{S_b}$ den Elastizitätsgrößen beider Stoffe entspricht, kann wieder wie früher gesetzt werden:

$$\frac{S_e}{S_b} = \frac{E_e}{E_b} = n. \quad \text{Damit wird}$$

$$\frac{k_e}{k_b} = n \cdot \frac{(1 - \chi)}{\chi}. \tag{9}$$

Abb. 16. Spannungsdreieck.

Wählt man nun k_e, k_b und n, so läßt sich aus dieser Gleichung χ leicht bestimmen. Z. B. für $k_e = 1000$ kg/qcm, $k_b = 40$ kg/qcm und n wie oben $= 15$, wird $\frac{1000}{40} = 15 \frac{(1 - \chi)}{\chi}$, woraus sich $\chi = \frac{3}{8}$ ergibt; d. h. die neutrale Achse liegt um $\frac{3}{8}$ der Höhe von der Plattenoberkante entfernt und nur dieser Teil wird auf Druck beansprucht.

Die Größe des Druckes in einer Ebene wird durch das Dreieck ABC (Abb. 16) dargestellt. Ein Prisma, welches dieses sog. Spannungsdreieck zur Grundfläche und die Querschnittsbreite b zur Höhe hat, stellt demnach den gesamten Druck D des Betons dar, es wird also $D = k_b \cdot \frac{\chi h}{2} \cdot b.$

Da nun Druck und Zug gleich groß sind und der Eisenquerschnitt f_e den entstehenden Zug allein aufnehmen soll, muß $f_e \cdot k_e = k_b \cdot \frac{\chi \cdot h}{2} \cdot b$ sein und folglich

$$f_e = \frac{k_b}{k_e} \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b \cdot h. \tag{10}$$

Hieraus ist der Querschnitt des erforderlichen Eisens zu berechnen, wenn der Betonquerschnitt bekannt ist.

Das innere Biegungsmoment M und damit die Plattenhöhe h ergeben sich aus dem Moment des Kräftepaares D und Z in Abb. 16. Der Abstand dieser Kräfte ist $\frac{2}{3}\chi h + h(1-\chi)$. Da nun $D = Z$ ist, ergibt sich:

$$M = D\tfrac{2}{3}\chi \cdot h + D \cdot h(1-\chi) = D[\tfrac{2}{3}\chi \cdot h + h(1-\chi)].$$

Setzt man darin für D den gefundenen Wert ein, so wird

$$M = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot h \cdot b\,[\tfrac{2}{3}\chi \cdot h + h(1-\chi)] = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b \cdot h^2 \cdot \frac{3-\chi}{3},$$

und daraus die Plattenhöhe

$$h = \sqrt{\frac{M \cdot 6}{k_b \cdot \chi\,(3-\chi) \cdot b}}. \tag{11}$$

Aus dieser Gleichung läßt sich demnach die Plattenhöhe h direkt bestimmen. Zu dieser Höhe h ist noch ein gewisses Maß für Umhüllung der Eiseneinlagen zuzugeben und zwar wählt man dasselbe mindestens gleich der Eisenstärke (vgl. auch den Abschnitt D).

Beispiel: Eine 3,85 m weit gespannte, freiaufliegende Deckenplatte wird mit 500 kg/qm (Nutzlast und Eigengewicht) belastet. Welche Stärke und Eiseneinlage muß diese Platte erhalten, wenn die Bruchfestigkeit des Betons = 240 kg/qcm ist und die zulässige Spannung im Eisen 1000 kg/qcm betragen darf.

k_b kann nach den Leitsätzen gleich $\frac{1}{6}$ der Bruchfestigkeit gesetzt werden, folglich $k_b = \frac{240}{6} = 40$ kg/qcm; n sei wie früher = 15. Das äußere Moment ergibt sich für Balken auf 2 Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung zu $M = \frac{Q \cdot l}{8}$.

Für $b = 1{,}0$ m Plattentiefe wird die Belastung $Q = 1{,}0 \cdot 3{,}85 \cdot 500 = 1925$ kg. Die Stützweite l ist gleich der Lichtweite + Deckenstärke zu setzen; nimmt man die letztere zu 0,15 m an, so wird $l = 3{,}85 + 0{,}15 = 4{,}00$ m und somit $M = \frac{1925 \cdot 400}{8} = 96\,250$ kgcm.

Nach Gleichung 9 ist $\frac{1000}{40} = 15\,\frac{(1-\chi)}{\chi}$ und daraus $\chi = \frac{3}{8}$.

Damit wird nach Gleichung 11 $h = \sqrt{\frac{M \cdot 6}{k_b \cdot \chi\,(3-\chi) \cdot b}}$, folglich

$$h = \sqrt{\frac{96\,250 \cdot 6}{40 \cdot \frac{3}{8}(3 - \frac{3}{8}) \cdot 100}} \cong 12{,}1 \text{ cm};$$

hierzu als Umhüllung der Eiseneinlagen 1,9 cm, gibt die gesamte Plattenhöhe zu 14 cm.

Die erforderliche Eiseneinlage bestimmt sich nach Gleichung 10 zu:

$$f_e = \frac{40}{1000} \cdot \frac{3}{8 \cdot 2} \cdot 100 \cdot 12{,}1 \cong 9{,}10 \text{ qcm}.$$

Wählt man Rundeisen mit 1,1 cm Durchmesser, so sind deren 10 Stück erforderlich, d. h. auf 1,00 m Plattentiefe sind 10 Stück anzuordnen, deren Abstände sich dann zu $\frac{100}{10} = 10$ cm ergeben.

Eine wesentliche Vereinfachung dieser Rechnungsweise ist durch nachstehende Tabelle II geschaffen, die mit Benutzung der oben entwickelten Formeln für $n = 15$ und $k_e = 1000$ kg/qcm berechnet ist.

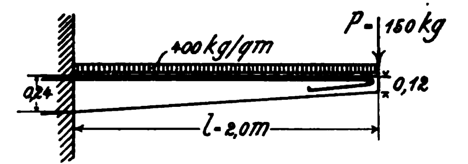
k_b kg/qcm	k_e kg/qcm	Plattenstärke h in cm bis Mitte Eiseneinlage	Eisenquerschnitt für 1,0 m Plattenbreite: f_e in qcm	Abstand der neutralen Faser von Plattenoberkante	Bemerkungen
20	1000	$0{,}0685\sqrt{M}$	$0{,}231 \cdot h$	$0{,}231 \cdot h$	M ist in kgcm einzusetzen. Die gesamte Plattenhöhe ist $h +$ Umhüllung und zwar beträgt diese je nach der Stärke der Einlagen 1 bis 2 cm.
22	1000	$0{,}0632\sqrt{M}$	$0{,}273 \cdot h$	$0{,}247 \cdot h$	
25	1000	$0{,}0568\sqrt{M}$	$0{,}341 \cdot h$	$0{,}273 \cdot h$	
28	1000	$0{,}0518\sqrt{M}$	$0{,}414 \cdot h$	$0{,}295 \cdot h$	
30	1000	$0{,}0490\sqrt{M}$	$0{,}466 \cdot h$	$0{,}310 \cdot h$	
32	1000	$0{,}0465\sqrt{M}$	$0{,}519 \cdot h$	$0{,}324 \cdot h$	
35	1000	$0{,}0433\sqrt{M}$	$0{,}603 \cdot h$	$0{,}344 \cdot h$	
38	1000	$0{,}0410\sqrt{M}$	$0{,}690 \cdot h$	$0{,}363 \cdot h$	
40	1000	$0{,}0390\sqrt{M}$	$0{,}750 \cdot h$	$0{,}375 \cdot h$	
42	1000	$0{,}0376\sqrt{M}$	$0{,}811 \cdot h$	$0{,}386 \cdot h$	
45	1000	$0{,}0357\sqrt{M}$	$0{,}907 \cdot h$	$0{,}403 \cdot h$	
48	1000	$0{,}0340\sqrt{M}$	$1{,}000 \cdot h$	$0{,}419 \cdot h$	
50	1000	$0{,}0330\sqrt{M}$	$1{,}071 \cdot h$	$0{,}429 \cdot h$	

Diese Tabelle läßt sich auch für andere Beanspruchungen im Beton und Eisen leicht erweitern; ebenso kann für n ein anderer Wert, z. B. 10, eingesetzt werden. Für die meisten Fälle der Praxis genügen die hier bestimmten Werte indessen vollkommen, so daß weitere Rechnungen und auch besondere Tabellenwerke, die zum Teil recht umständlich sind, nicht erforderlich werden. Die praktische Verwendung der Tabelle zeigt sich in folgenden Beispielen:

1. Für das Beispiel auf S. 433 wurde das Moment zu $M = 96\,250$ kgcm ermittelt. Dafür ergibt sich nach Tabelle II, wenn $k_b = 40$ und $k_e = 1000$ kg/qcm betragen darf. $h = 0{,}039\sqrt{96\,250} = 12{,}1 + 1{,}9$ cm Umhüllung $= 14$ cm Plattenhöhe; die Einlage $f_e = 0{,}75 \cdot 12{,}1 = 9{,}08$ qcm, wofür 10 Stück 11 mm starke Rundeisen f. d. lfd. m genügen. Ein Vergleich der Resultate ergibt, daß beide Werte mit den früher ermittelten genau übereinstimmen.

2. Die 2,0 m weit auskragende Galerie eines Saales (Abb. 17) soll durch eine Eisenbetonplatte gebildet werden, deren Beanspruchungen $k_b = 30$ und $k_e = 1000$ kg/qcm betragen dürfen. Als Nutzlast sind 400 kg/qm anzunehmen; außerdem ist das lfd. m Geländer mit 150 kg und das Eigengewicht der Platte mit 3 cm starker Asphaltabdeckung in der üblichen Weise einzuführen. Die Belastungen sind demnach: Nutzlast $2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 400 = 800$ kg, Eigengewicht (mittlere Plattenstärke $0{,}18 + 0{,}03$ Überd.) $0{,}21 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 2400 = 1008 = Q \cong 1800$ kg; Geländergewicht $P = 150$ kg. Damit wird $M = 1800 \cdot 100 + 150 \cdot 200 = 210\,000$ kgcm, und die Plattenstärke an der Einspannungsstelle nach Tabelle II $h = 0{,}049\sqrt{210\,000} = 22{,}4 + 1{,}6$ cm Umhüllung $= 24$ cm.

Abb. 17. Berechnung der Galerie eines Saales.



Ferner ist die Einlage $f_e = 0{,}466 \cdot 22{,}4 = 10{,}45$ qcm, wofür 10 Stück 1,2 cm starke Rundeisen genügen. Nach dem freien Ende hin wird das Moment naturgemäß kleiner, weshalb die Plattenstärke allmählich bis auf 12 cm vermindert ist.

Plattenberechnung nach der durch die Leitsätze empfohlenen Methode. Wird in einzelnen Fällen die Berechnung der Spannungen nach den ministeriellen Bestimmungen verlangt, so ist in folgender Weise zu verfahren: Nach Abb. 18 ergibt sich, wenn f_e die Eiseneinlage auf die Plattenbreite b, χ den Abstand der neutralen Achse

von Plattenoberkante, h die gesamte Plattenhöhe und a die Stärke der Umhüllung darstellt.

$$\frac{b \cdot \chi^2}{2} = n \cdot f_e (h - a - \chi) \quad \text{und daraus}$$

$$\chi = \frac{n \cdot f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (h - a)}{n \cdot f_e}} - 1 \right]. \qquad \text{(a)}$$

Abb. 18. Plattenberechnung nach den ministeriellen Bestimmungen.

Weiter folgt aus der Gleichung der äußeren und inneren Kräfte, wenn σ_b die Beton- und σ_e die Eisenspannung bezeichnet.

$$M = \sigma_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right) = \sigma_e \cdot f_e \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right);$$

damit wird aber

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot \chi \cdot \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right)} \qquad \text{(b)}$$

und

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right)}. \qquad \text{(c)}$$

Die Anwendung dieser Gleichungen erfolgt dann zweckmäßig so, daß man zunächst die erforderliche Plattenstärke und Einlage nach der Tabelle II bestimmt und die so gefundenen Werte in die Gleichungen a, b und c einsetzt.

Beispiel: Die 1,8 m weit gespannte durchgehende Platte einer Plattenbalkendecke erhält eine 1,1 m hohe Erdüberschüttung. Welche Stärke und Einlage ist erforderlich, wenn die Betonspannung $k_b = 20$ kg/qcm und die Eisenspannung $k_e = 1000$ kg/qcm betragen darf. Wird die Stärke zunächst zu 0,25 m angenommen, so ergibt sich als Belastung

$$Q = 1{,}8 \cdot 1{,}0 (1{,}1 \cdot 1600 + 0{,}25 \cdot 2400) = 4248 \text{ kg für das m Plattentiefe.}$$

Damit wird, da die Platten als durchgehend zu betrachten sind,

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot \frac{4}{5} = \frac{Q \cdot l}{10} = \frac{4248 \cdot 180}{10} = 76\,464 \text{ kgcm.}$$

Nach Tabelle II wird somit $h = 0{,}0685 \sqrt{76\,464} = 18{,}94 + 2{,}1$ cm Umhüllung $= 21$ cm und $f_e = 0{,}231 \cdot 18{,}9 = 4{,}37$ qcm; dafür genügen 9 Stück 0,8 m starke Rundeisen.

Nach den ministeriellen Bestimmungen ergeben sich mit diesen Werten folgende Spannungen:

$$\chi = \frac{15 \cdot 4{,}52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 (21 \cdot 2{,}1)}{15 \cdot 4{,}52}} - 1 \right] = 4{,}43 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 76\,464}{100 \cdot 4{,}43 \left(21 - 2{,}1 - \frac{4{,}43}{3} \right)} = 19{,}8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{76\,464}{4{,}52 \left(21 - 2{,}1 - \frac{4{,}43}{3} \right)} = 970 \text{ kg/qcm.}$$

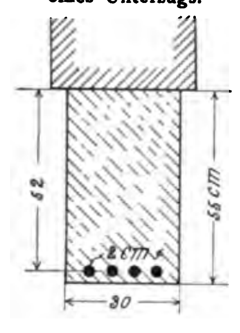
Diese Ergebnisse zeigen also, daß die Tabellenwerte auch den Vorschriften nach jeder Richtung hin genügen.

Die Gleichungen 9, 10 und 11, ebenso wie diejenigen a, b und c, lassen sich naturgemäß auch zur Berechnung von Balken und Unterzügen aus Eisenbeton anwenden, vorausgesetzt, daß diese nicht als Plattenbalken konstruiert werden. Die Tabelle II dagegen kann hier nicht direkt Anwendung finden, da die Breite b verschiedene Werte erhält.

Beispiel: Eine Speisesaaldecke soll zur Unterstützung der Mittelwand einen Unterzug aus Eisenbeton erhalten, dessen Breite b nicht über 30 cm beträgt. Welche Höhe und Einlage ist erforderlich, wenn die Belastung f. d. lfd. m 900 kg und die Lichtweite 5,6 m beträgt? Die Betonspannung k_b soll 40 und die Eisenspannung 1000 kg/qcm nicht überschreiten.

Als Belastung ergibt sich: Nutzlast $900 \cdot 5,6 = 5040$ kg, Eigengewicht für den $0,30 \cdot 0,50$ stark angenommenen Balken: $0,30 \cdot 0,50 \cdot 5,6 \cdot 2400 = \frac{2016 \text{ kg}}{Q = 7056 \text{ kg}}$.

Abb. 19. Berechnung eines Unterzugs.



Die Spannweite für 0,50 m Balkenhöhe wird nun $l = 5,6 + 0,5 = 6,10$ m und

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{7056 \cdot 610}{8} = 538000 \text{ kgcm}.$$

Da für $k_b = 40$ und $k_e = 1000$ nach Tabelle II $\chi = 0,375$ ist, wird nach Gleichung 11

$$h = \sqrt{\frac{538000 \cdot 6}{40 \cdot 0,375\,(3 - 0,375) \cdot 30}} \cong 52 \text{ cm};$$

+ 3 cm Umhüllung gibt als Gesamthöhe 55 cm (Abb. 19).

Die erforderliche Einlage wird nach Gleichung 10

$$f_e = \frac{40}{1000} \cdot \frac{0,375}{2} \cdot 30 \cdot 52 = 11,67 \text{ qcm},$$

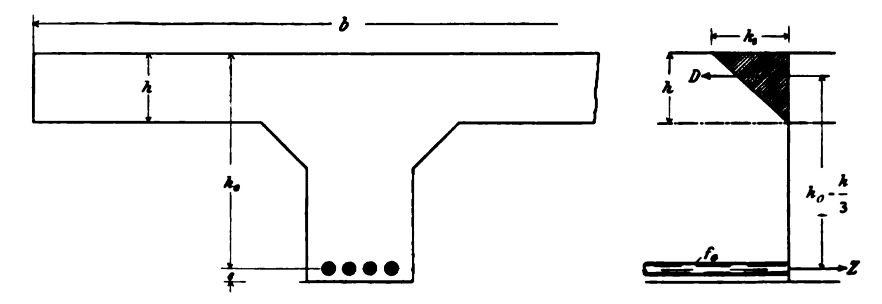
wofür 4 Stück 2 cm starke Rundeisen genügen.

Besonders beachtenswert erscheint noch, daß die Querschnittshöhe durch Verminderung der Spannung im Eisen geringer wird, während die Menge der Einlagen wächst. Es liegt demnach bis zu einem gewissen Grade in der Hand des Konstrukteurs, die Platten- und Balkenhöhen den gegebenen Verhältnissen möglichst anzupassen.

b) Plattenbalken. Die Plattenbalken haben den besonderen Vorteil, daß dort, wo die Druckspannungen im oberen Teile entstehen, auch die Deckenplatte auf eine gewisse Breite zu statischer Mitwirkung kommt. Die neutrale Achse fällt hierbei meist in die Nähe der Plattenunterkante.

Liegt sie innerhalb der Platte, ist also der Abstand χ kleiner als die Deckenstärke h, so gelten für die Berechnung dieselben Gleichungen, die für einfache Platten angegeben

Abb. 20 u. 21. Berechnung der Plattenbalken.



wurden, nur mit dem Unterschiede, daß die wirksame Breite b (Abb. 20), die nach den Leitsätzen bis $\frac{1}{3}$ der Spannweite betragen darf, einzuführen ist.

Für χ gleich h, d. h. die neutrale Achse in Plattenunterkante angenommen, wird, da $Z = D$ und der Abstand dieses Kräftepaares (vgl. Abb. 21) $h_0 - \frac{1}{3}h$ ist, $M = Z \cdot (h_0 - \frac{1}{3}h)$ und daraus

$$Z = \frac{M}{h_0 - \frac{h}{3}}. \quad (12)$$

Weiter folgt aus $Z = f_e \cdot k_e$,

$$k_e = \frac{Z}{f_e} \quad \text{oder} \quad f_e = \frac{Z}{k_e}. \quad (13)$$

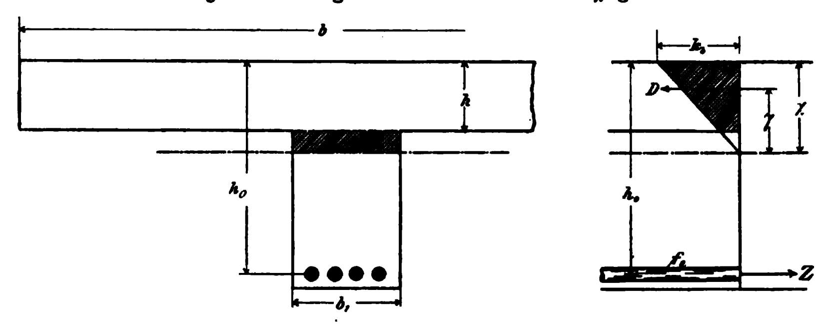
Endlich wird, da $D = Z = k_b \cdot \frac{h}{2} \cdot b$ ist,

$$k_b = \frac{2Z}{b \cdot h}. \quad (14)$$

Die Gleichungen 12 bis 14 sind besonders für Proberechnungen zu empfehlen, da man mit ihrer Hilfe die annähernd richtigen Abmessungen des erforderlichen Beton- und Eisenquerschnittes leicht bestimmen kann.

Liegt die neutrale Achse innerhalb des Steges (Abb. 22 u. 23), so wähle man für genauere Berechnungen das nachstehende Verfahren. Auch hierbei sind die geringen

Abb. 22 u. 23. Berechnung der Plattenbalken wenn χ größer als h.



im Steg entstehenden Druckspannungen und die Zugspannungen des Betons vernachlässigt. Alle Bezeichnungen behalten ihre bisherige Bedeutung, und f_e stellt auch hier den gesamten Eisenquerschnitt dar.

Setzt man wie bei den Platten: $\frac{k_e}{k_b} = \frac{E_e \cdot (h_0 - \chi)}{E_b \cdot \chi}$, so wird mit

$$\frac{E_e}{E_b} = n \qquad k_e = n \cdot k_b \frac{(h_0 - \chi)}{\chi}.$$

Ferner ist, da $Z = D$ sein muß,

$$k_e \cdot f_e = k_b \frac{b \cdot \chi}{2} - \frac{k_b(\chi - h)}{\chi} b \frac{(\chi - h)}{2} \text{ (Abb. 22 u. 23).}$$

Für k_e den gefundenen Wert gesetzt, gibt:

$$n \cdot k_b \frac{(h_0 - \chi)}{\chi} \cdot f_e = k_b \frac{b \cdot \chi}{2} - k_b \frac{(\chi - h)^2 \cdot b}{\chi \cdot 2} \text{ und daraus}$$

$$\chi = \frac{2 \cdot n \cdot h_0 \cdot f_e + h^2 b}{2(n \cdot f_e + h \cdot b)}. \quad (15)$$

Die Entfernung des Druckmittelpunktes von der neutralen Achse wird nun:

$$y = \chi - \frac{h}{2} + \frac{h^2}{6(2\chi - h)}. \quad (16)$$

Damit lassen sich die Druckkräfte $D = Z$ und die Spannungen k_e und k_b bestimmen; denn es ist $M = D(h_0 - \chi + y)$, woraus sich ergibt

$$D = Z = \frac{M}{h_0 - \chi + y}, \tag{17}$$

$$k_e = \frac{Z}{f_e}, \tag{18}$$

$$k_b = \frac{k_e \cdot \chi}{n(h_0 - \chi)}. \tag{19}$$

Beispiel: Die 9,0 m weit gespannte Decke eines Geschäftshauses soll durch Plattenbalken gebildet werden, deren Abstand von Mitte zu Mitte 2,6 m beträgt. Welche Abmessungen und Einlagen sind erforderlich, wenn als Nutzlast, einschließlich Fußbodenbelag, 300 kg/qm einzuführen sind und $k_b = 30$, $k_e = 1000$ kg/qcm betragen darf.

1. Platte: Belastung: Nutzlast $= 2{,}6 \cdot 1{,}0 \cdot 300 = 720$ kg,
Eigengewicht $0{,}12 \cdot 2{,}6 \cdot 1{,}0 \cdot 2400 = 749$ kg,
mithin $Q \cong 1470$ kg.

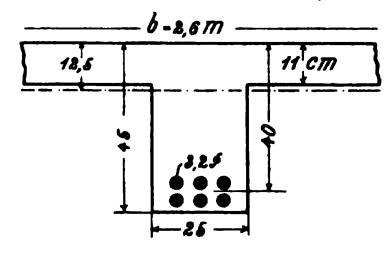
Für die Feldmitten wird $M = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot \frac{4}{5} = \frac{Q \cdot l}{10} = \frac{1470 \cdot 260}{10} = 38\,220$ kgcm.

Mithin nach Tabelle II $h = 0{,}049 \sqrt{38\,220} = 9{,}6$ cm $+ 1{,}4$ cm Umhüllung $= 11$ cm und $f_e = 0{,}466 \cdot 9{,}6 = 4{,}47$ qcm erfordert 9 Stück 8 mm starke Rundeisen.

2. Plattenbalken: (vgl. Abb. 24) Belastung:
Nutzlast und Platte $9{,}0 \cdot 2{,}6 \cdot (300 + 0{,}11 \cdot 2400) = 13\,198$ kg,
Eigengewicht des Steges $9{,}0 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}39 \cdot 2400 = 2\,106$ kg,
Gesamtgewicht $Q = 15\,304$ kg.

Folglich $$M = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{15\,304 \cdot 900}{8} = 1\,722\,000 \text{ kgcm.}$$

Abb. 24. Berechnung eines Plattenbalkens.



Für die wirksame Plattenbreite $b = 2{,}6$ m und die neutrale Achse in Plattenunterkante angenommen, gibt nach Gleichung 12

$$Z = \frac{1\,722\,000}{40 - \frac{11}{3}} = 47\,400 \text{ kg.}$$

Mit $k_e = 1000$ wird demnach $f_e = \frac{47\,400}{1000} = 47{,}4$ qcm, und nach Gleichung 14

$$k_b = \frac{2 \cdot 47\,400}{260 \cdot 11} \cong 33 \text{ kg/qcm.}$$

Da $k_b = 30$ kg/qcm betragen darf, sind die Abmessungen nahezu richtig gewählt; im andern Falle wäre jetzt eine weitere Annahme zu machen und die einfache Rechnung zu wiederholen.

Da 47,4 qcm Eiseneinlage notwendig ist, werden 6 Stück 3,2 cm starke Rundeisen gewählt, die einen Gesamtquerschnitt von $f_e = 48{,}24$ qcm haben. Damit ergibt sich für die genauere Rechnung:

$$\chi = \frac{2 \cdot 15 \cdot 48{,}24 \cdot 40 + 260 \cdot 11^2}{2(15 \cdot 48{,}24 + 260 \cdot 11)} = 12{,}5 \text{ cm.}$$

Da die neutrale Achse außerhalb der Platte liegt, wird

$$y = 12{,}5 - \frac{11}{2} + \frac{11^2}{6(25 - 11)} = 8{,}4 \text{ cm,}$$

$$D = Z = \frac{M}{h_0 - \chi + y} = \frac{1\,722\,000}{35{,}9} = 47\,900 \text{ kg},$$

$$k_e = \frac{Z}{f_e} = \frac{47\,900}{48{,}24} = 993 \text{ kg},$$

$$k_b = \frac{k_e \cdot \chi}{n(h_0 - \chi)} = \frac{993 \cdot 12{,}5}{15(40 - 12{,}5)} = 30{,}05 \text{ kg}.$$

Wegen der Berechnung der Bügel siehe § 13, b, β.

Ein Vergleich der gefundenen Spannungen mit den zuerst ermittelten läßt erkennen, daß es in solchen Fällen vielfach genügt, wenn die neutrale Achse in Plattenunterkante angenommen wird. Um vollständig sicher zu gehen, empfiehlt es sich, nach der ersten Berechnung noch χ genau zu bestimmen; zeigt dieser Wert nur geringe Abweichungen von h, so kann die weitere Rechnung ohne Bedenken unterbleiben.

Auch hier könnten nun in ähnlicher Weise wie bei den Platten direkte Dimensionierungsformeln entwickelt werden, doch erhalten diese eine ziemlich umständliche Form, da die Balkenhöhe auch von der Plattenstärke und der wirksamen Plattenbreite abhängig ist. Man kommt deshalb meist schneller zum Ziel, wenn die annähernd richtigen Abmessungen zunächst nach den Gleichungen 12 bis 14 bestimmt und dann, wie in dem vorstehenden Beispiel, mit den genaueren Formeln 15 bis 19 nachgerechnet werden.

Etwas einfachere Formen entstehen, wenn die Balken- und Plattenhöhe in bestimmte Verhältnisse gebracht werden, so daß h immer als ein Teil von h_0 eingeführt werden kann. Doch auch hier lassen sich die betreffenden Tabellenwerte nicht immer direkt verwenden, da die Balkenentfernung und damit die Plattenstärke vielfach von den örtlichen Verhältnissen abhängig sind. Trotzdem wird sich ihre Verwendung in Spezialbureaus naturgemäß empfehlen, weil dadurch immerhin viel Zeit gespart werden kann.

c) **Durchgehende Plattenbalken.** Bei Deckenkonstruktionen ist es oft notwendig, daß weitgespannte Plattenbalken zur Verminderung ihres Querschnitts eine oder mehrere Unterstützungen erhalten. Wählt man nun hierzu einfache Säulen aus Eisenbeton oder Eisen, so ist es nicht immer möglich, daß die Balken auf diesen verhältnismäßig schmalen Stützpunkten gestoßen werden. Damit entstehen aber die sogenannten durchgehenden Balken, die besondere Untersuchungen erfordern.

Bei diesen Konstruktionen ergeben sich wohl innerhalb der Felder positive Momente, d. h. die Zugspannungen wirken im unteren Teil, über den Stützpunkten aber treten negative Momente auf, die eine Zugbeanspruchung der obersten Fasern zur Folge haben. Während also innerhalb der Felder der Plattenbalken als solcher statisch zur Wirkung kommt, ist über den Stützen nur der einfache rechteckige Balkenquerschnitt zu berücksichtigen, da die in der Zugzone gelegene Betonplatte keine Zugspannungen aufnehmen kann.

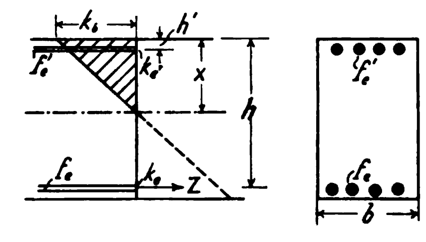
Die Rechnungen sind deshalb entweder so durchzuführen, daß der über den Stützen notwendige Balkenquerschnitt bestimmt und auf die ganze Länge durchgeführt wird, oder man ermittelt die erforderlichen Querschnitte für die Stützpunkte und Felder, letztere mit Rücksicht auf die Wirkung als Plattenbalken, und führt die eine Höhe allmählich in die andere über. Die sichtbare Trägerhöhe würde also verschieden groß. Dieser Umstand beeinträchtigt das gute Aussehen der Konstruktion indessen nicht so stark als verschiedentlich angenommen wird. Man sollte deshalb bei Decken für architektonisch nicht hervorragende Innenräume keine Bedenken gegen diese wirtschaftlich günstigste Anordnung tragen. Bei Hallen, Überdachungen und dgl. ist es außerdem möglich, die

Verstärkung über den Stützen nach oben zu verlegen, so daß die Innenansicht der Balken gleichmäßig stark bleibt.

Ist es in einzelnen Fällen nicht angängig, daß eine Verstärkung nach oben oder unten durchgeführt wird und sollen die wirtschaftlichen Vorteile trotzdem möglichst ausgenutzt werden, so kann man die Balkenstärke der Felder eventuell auch über den Stützen beibehalten. Dadurch werden naturgemäß größere Spannungen im Beton und Eisen bedingt, die durch eine besondere Einlage in der Druckzone aufzunehmen sind. Hier wird demnach eine doppelte Armierung notwendig, deren Berechnung sich aus folgendem ergibt.

d) Doppelte Armierung rechteckiger Querschnitte. Soll ein rechteckiger Platten- oder Balkenquerschnitt außer der Zugarmierung auch in der Druckzone eine Einlage erhalten, so ergibt sich mit den Bezeichnungen der Abb. 25 und 26, da Zug und Druck gleich sind,

Abb. 25 u. 26. Berechnung einer doppelten Armierung.



$$f_e \cdot k_e = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b + f_e^1 \cdot k_e^1. \tag{20}$$

Ferner verhält sich wie früher bei den Platten

$$\frac{k_b}{E_b} : \frac{k_e}{E_e} = \chi : h - \chi, \tag{21}$$

oder auch

$$\frac{k_b}{E_b} : \frac{k_e'}{E_e} = \chi : \chi - h'. \tag{22}$$

Das innere Moment mit Bezug auf den Angriffspunkt von Z als Drehpunkt wird nun

$$M = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b\left(h - \frac{\chi}{3}\right) + f_e' \cdot k_e' (h - h'). \tag{23}$$

Setzt man wieder $\frac{E_e}{E_b} = n$, so ergibt sich aus Gleichung 21

$$k_e = \frac{n \cdot k_b (h - \chi)}{\chi} \tag{24}$$

und aus Gleichung 22

$$k_e^1 = \frac{n \cdot k_b (\chi - h')}{\chi}. \tag{25}$$

Mit Einsetzen dieser Werte in die Gleichung 20 erhält man zur Bestimmung von χ die quadratische Gleichung

$$\chi^2 + 2\chi \cdot n \frac{f_e + f_e'}{b} = \frac{2n}{b}(h \cdot f_e + h' \cdot f_e') \tag{26}$$

und damit aus Gleichung 23

$$k_b = \frac{M \cdot \chi \cdot 6}{b \cdot \chi^2 \cdot (3h - \chi) + 6 \cdot f_e' \cdot n(\chi - h') \cdot (h - h')}. \tag{27}$$

Für den Gang der Rechnung ergibt sich demnach, daß man nach Annahme der einzelnen Abmessungen zunächst den Abstand χ der neutralen Achse bestimmt, dann die Betonspannung k_b und mit dieser k_e bzw. k_e^1 ermittelt.

Da Versuchsrechnungen mit den Gleichungen 26 und 27 immerhin einen gewissen Zeitaufwand erfordern, hat man schon mehrfach versucht, auch für solche Fälle Dimensionierungsformeln aufzustellen. Da aber der Balkenquerschnitt gewöhnlich schon durch das Moment in Feldmitte bestimmt ist und die zulässigen Höhen und Breiten für Unterzüge usw. meist mit Rücksicht auf die architektonische Ausgestaltung zu wählen sind, kommt es in der Hauptsache nur auf die Ermittelung der notwendigen Einlagen in der Druck- und Zugzone an. Für diese ergibt sich nach SALINGER (der Eisenbeton in

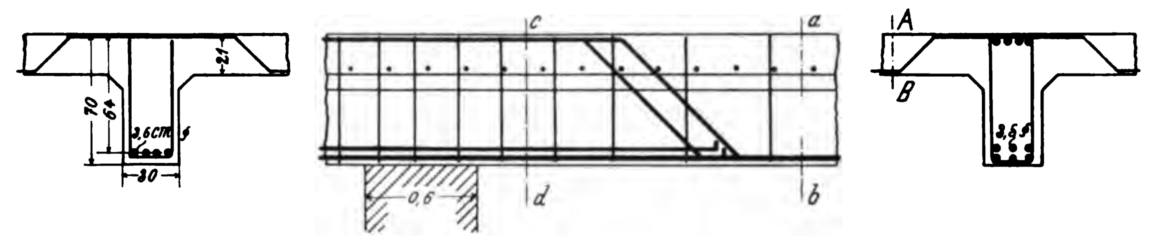
Theorie und Konstruktion), wenn k die größte Biegungsspannung ohne Rücksicht auf die vorhandenen Einlagen, $\left(k = \frac{M}{W}\right)$ und μ' bzw. μ die anteilige Druck- bzw. Zugarmierung bezeichnet, folgende Tabelle III.

k_e	k_b	μ'	μ	k
1000	50	$\frac{k - 55{,}1}{2790}$	$0{,}0107 + 0{,}53\,\mu'$	$55{,}1 + 2790\,\mu'$
1000	40	$\frac{k - 39{,}4}{2100}$	$0{,}0075 + 0{,}40\,\mu'$	$39{,}4 + 2100\,\mu'$
1000	33,3	$\frac{k - 29{,}6}{1640}$	$0{,}0056 + 0{,}31\,\mu'$	$29{,}6 + 1640\,\mu'$
1000	28,6	$\frac{k - 23{,}1}{1310}$	$0{,}0043 + 0{,}25\,\mu'$	$23{,}1 + 1310\,\mu'$
1000	25	$\frac{k - 18{,}6}{1070}$	$0{,}0034 + 0{,}20\,\mu'$	$18{,}6 + 1070\,\mu'$

Mit diesen Werten läßt sich bei gegebenen Balkenquerschnitt und Biegungsmoment zunächst k und dann die erforderliche Druck- und Zugeinlage direkt bestimmen, so daß die nach den Gleichungen 24, 25 und 27 berechneten Spannungen sofort die zulässigen Größen erhalten.

Abb. 27 bis 29. Berechnung eines durchgehenden Plattenbalkens.

Abb. 27. Schnitt ab. Abb. 28. Schnitt AB. Abb. 29. Schnitt cd.



Beispiel: Der aus Abb. 27 bis 29 ersichtliche Plattenbalken soll als durchgehender Träger über eine 60 auf 30 cm starke Mittelstütze geführt werden. Welche Zug- und Druckeinlagen muß er über der Stütze erhalten, wenn die Spannweite der zwei Felder je 6,70 m und die gleichmäßig verteilte Belastung für jedes Feld 27454 kg beträgt. Die größten Spannungen sollen 40 kg/qcm im Beton und 1000 kg/qcm im Eisen nicht überschreiten.

Das Maximalmoment über der Mittelstütze ist negativ und wird für gleichmäßige Belastung und gleich große Feldweiten bei Balken auf 3 Stützen

$$M = -\frac{Q \cdot l}{8} = -\frac{27454 \cdot 670}{8} = 2299272 \text{ kg/cm.}$$

Da hiernach die Zugspannungen im oberen Teil entstehen, kommt nur der rechteckige 30 mal 64 cm starke Balkenquerschnitt zur Wirkung. Für diesen ergibt sich

$$k = \frac{M}{W} = \frac{2\,299\,272}{\frac{30 \cdot 64^2}{6}} = 112 \text{ kg/qcm.}$$

Damit wird nach Tabelle III mit $k_b = 40$ und $k_e = 1000$ kg/qcm.

$$\mu' = \frac{112 - 39{,}4}{2100} = 0{,}035 \text{ und die erforderliche Druckeinlage}$$

$$f_e' = \mu' \cdot f_b = 0{,}035 \cdot 30 \cdot 64 = 58{,}2 \text{ qcm.}$$

Ebenso wird $\mu = 0{,}0075 + 0{,}40 \cdot \mu' = 0{,}0075 + 0{,}40 \cdot 0{,}035 = 0{,}0217$ und die erforderliche Zugeinlage $f_e' = \mu \cdot f_b = 0{,}0217 \cdot 30 \cdot 64 = 41{,}66$ qcm. Wählt man nun entsprechend den gefundenen Werten als Druckeinlage 6 Stück Rundeisen mit 3,5 cm Durchmesser, so wird $f_e' = 57{,}73$ qcm.

Ebenso ergibt sich für die Zugarmierung mit 4 Rundeisen von je 3,6 cm Durchmesser $f_e = 40{,}4$ qcm (vgl. Abb. 27 bis 29). Damit wird nach Gleichung 26

$$\chi + 2\chi \cdot 15 \frac{40{,}4 + 57{,}73}{30} = \frac{2 \cdot 15}{30}(64 \cdot 40{,}4 + 6 \cdot 57{,}73)$$

und daraus $\chi = 24{,}01$ cm von unten gemessen.

Nach Gleichung 27 wird ferner

$$k_b = \frac{2\,299\,272 \cdot 24{,}01 \cdot 6}{30 \cdot 24{,}01^2 (3 \cdot 64 - 24{,}01) + 6 \cdot 57{,}73 \cdot 15\,(24{,}01 - 6) \cdot 64 - 6)} = 39{,}77 \text{ kg/qcm}$$

und nach Gleichung 24 bzw. 25

$$k_e = \frac{15 \cdot 39{,}77\,(64 - 24{,}01)}{24{,}01} = 993 \text{ kg/qcm},$$

$$k_e' = \frac{15 \cdot 39{,}77\,(24{,}01 - 6)}{24{,}01} = 447 \text{ kg/qcm}.$$

Die Druckarmierung kann also auch hier, wie schon bei den Stützen festgestellt wurde, nicht bis zur Grenze beansprucht werden; k_b und k_e dagegen zeigen, daß die benutzte Tabelle eine gute Unterlage für die Dimensionierung darstellt.

§ 13. Schubspannungen.

a) Unmittelbare Abscherung. Wird ein Eisenbetonquerschnitt auf Abscheren beansprucht, so verteilen sich die Schubspannungen, ähnlich wie bei Druck, über die Querschnitte beider Stoffe. Die Anteile verhalten sich auch hier wie die elastischen Widerstände und werden mit $\frac{E_e}{E_b} = n$, für Beton

$$k_{bs} = \frac{S}{f_b + f_e \cdot n} \tag{28}$$

und für Eisen

$$k_{es} = \frac{S}{\frac{f_b}{n} + f_e}. \tag{29}$$

Hierbei bedeuten wie früher f_b und f_e die Querschnittsflächen und S die in diesen wirkende Schubkraft.

b) Abscherung in Platten und Plattenbalken. α) *Platten.* Die Schubkraft ist bei den auf Biegung beanspruchten Platten und Balken über den Auflagern am größten. Sie erzeugt Spannungen, die in der neutralen Achse des Betonquerschnittes und am Umfange der Eiseneinlage auf Abscheren wirken.

Abb. 30. Berechnung der Schubkraft in Platten.

Bezeichnet S die Schubkraft für einen beliebigen Querschnitt und $h - \frac{\chi \cdot h}{3}$ den Abstand von D und Z (Abb. 30), so besteht die Momentengleichung:

$$D \cdot \left(h - \frac{\chi \cdot h}{3}\right) = S \cdot 1{,}00,$$

woraus sich ergibt
$$D = \frac{S \cdot 1{,}00}{h - \frac{\chi \cdot h}{3}}.$$

Ist b die Breite des betreffenden Querschnittes, so wird damit die größte Schubspannung k_s, die in der neutralen Schicht wirkt:

$$k_s = \frac{D}{b \cdot 1{,}0} = \frac{S \cdot 1{,}0}{\left(h - \frac{\chi \cdot h}{3}\right) b}, \quad \text{oder}$$

$$k_s = \frac{3\,S}{b \cdot h\,(3 - \chi)}. \tag{30}$$

Zur Bestimmung der am Umfang der Eiseneinlage wirkenden Schubspannung k_{s_1} (Haftspannung) ist die Zugkraft Z durch die pro Längeneinheit auf der Breite b vorhandene Eisenoberfläche U zu dividieren.

Da $Z = D$ ist, kann man auch setzen: $k_{s_1} \cdot U = D$ und damit

$$k_{s_1} = \frac{3\,S}{h\,(3 - \chi) \cdot U}. \tag{31}$$

Beispiel. Wie groß ist die Schubspannung k_s in der neutralen Schicht und k_{s_1} am Eisenumfang der auf Seite 433 berechneten Eisenbetonplatte an der Einspannungsstelle?

Die Schubkraft S ist gleich der halben Belastung $\frac{Q}{2} = \frac{1950}{2} = 975$ kg. Ferner ist die Plattenbreite $b = 100$ cm, die Plattenhöhe $h = 14$ cm und Abstand der neutralen Faser nach Tabelle II: $\chi = 0{,}375$. Damit ergibt sich:

$$k_s = \frac{3 \cdot 975}{100 \cdot 14\,(3 - 0{,}375)} = 0{,}80 \text{ kg/qcm.}$$

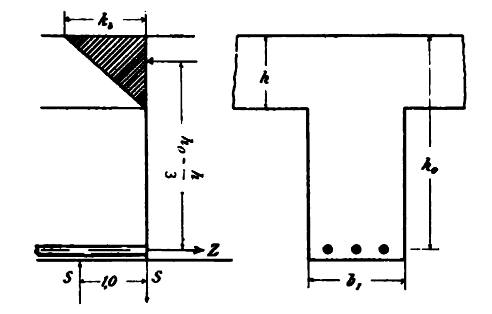
Da der Umfang U der Eiseneinlagen auf die Breite $b = 1{,}1 \cdot 3{,}14 \cdot 10 = 34{,}54$ qcm ist, wird die Haftspannung

$$k_{s_1} = \frac{3 \cdot 975}{14 \cdot (3 - 0{,}375)\,34{,}54} = 2{,}30 \text{ kg/qcm.}$$

Allgemein kann angenommen werden, daß bei gewöhnlichen Platten die Schubspannungen sehr klein sind und ihre Berechnung deshalb entbehrlich erscheint. Aus demselben Grunde sind auch bei Platten keine Bügel notwendig. Zeigt die Haftspannung einen größeren Wert als 4,5 kg/qcm, so empfiehlt es sich, die Eisen an den Auflagern rechtwinklig abzubiegen.

β) *Plattenbalken (Bügelberechnung).* Bei den Plattenbalken werden die Schubspannungen besonders im Balken selbst ziemlich groß, so daß zu ihrer Aufnahme vielfach abgebogene Eisen oder besondere Bügel notwendig werden. Die aus Rund- oder Flacheisen hergestellten Bügel übertragen die bedeutenden Schubkräfte, die in der Nähe der neutralen Faser entstehen, auf weniger beanspruchte Teile. Sie entlasten also die gefährlichen Stellen und werden bei praktischen Ausführungen in manchen Fällen so stark gewählt, daß sie die gesamten Schubspannungen übertragen können.

Abb. 31 u. 32. Berechnung der Schubspannung in Plattenbalken.



Die Größe der Schubspannung läßt sich in der für Platten angegebenen Weise ermitteln. An Stelle der Plattenbreite b tritt hier die Breite des Balkens b_1 und der Hebelarm von D wird $h_0 - \frac{h}{3}$ (Abb. 31 u. 32).

Werden die übrigen Bezeichnungen wie dort gewählt, so ist:

$$k_s = \frac{S}{b_1\left(h_0 - \frac{h}{3}\right)} \tag{32}$$

und
$$k_{s_1} = \frac{S}{\left(h_o - \frac{h}{3}\right) U}. \tag{33}$$

Die Bestimmung der Schubspannungen in Plattenbalken erfolgt demnach in ähnlicher Weise wie bei den Platten, nur wird es hier oft vorkommen, daß die zulässige Schubbeanspruchung im Beton, die nur 4,5 kg/qcm betragen darf, überschritten wird. Dann sind für den verbleibenden Teil Einlagen notwendig, deren Zahl und Abstand wie folgt ermittelt werden kann.

Bezeichnet z die Anzahl der Bügel, f_s den gesamten Bügelquerschnitt einer Balkenbreite, k_{es} dessen zulässige Spannung und y diejenige Entfernung vom Auflager, bei der die Schubarmierung beginnen muß, so gilt:

$$z \cdot f_s \cdot k_{es} = (k_s - 4{,}5) \cdot \frac{y}{2} \cdot b_1 \text{ und daraus}$$

$$z = \frac{(k_s - 4{,}5) \cdot y \cdot b_1}{f_s \cdot k_{es} \cdot 2}. \tag{34}$$

k_s ist hierin nach Gleichung 32 zu ermitteln, während y für gleichmäßige Belastung aus der Proportion

$$k_s : (k_s - 4{,}5) = \frac{l}{2} : y \text{ zu}$$

$$y = \frac{(k_s - 4{,}5) \cdot l}{k_s \cdot 2} \tag{35}$$

bestimmt wird, wenn l die Spannweite des Balkens bezeichnet.

Die Verteilung der Bügel erfolgt nun, indem man die einzelnen Schubkraftflächen gleich groß macht. Dies geschieht am einfachsten graphisch durch Auftragen der Wurzeln von 1 bis z oder in der aus Abb. 33 ersichtlichen Form. Soll die gesamte Schubkraft durch Bügel aufgenommen werden, so vereinfacht sich die Gleichung 34 in

$$z = \frac{k_s \cdot b_1 \cdot l}{k_{es} \cdot f_s \cdot 4}. \tag{36}$$

Beispiel. Welche Schubspannungen entstehen in dem auf Seite 438 berechneten Plattenbalken am Auflager und wieviel Bügel sind auf einer Balkenhälfte erforderlich, wenn der Beton 4,5 kg/qcm aufnehmen kann. Es ist die Schubkraft $S = \frac{Q}{2} = \frac{15304}{2}$ $= 7652$ kg.

Da ferner $b_1 = 25$ cm und $\left(h_o - \frac{h}{3}\right) = \left(40 - \frac{11}{3}\right) = 36{,}33$ cm, so wird

$$k_s = \frac{7652}{25 \cdot 36{,}33} = 8{,}42 \text{ kg/qcm.}$$

Als Abstand y ergibt sich mit $l = 9{,}0$ m,

$$y = \frac{(8{,}42 - 4{,}5) \cdot 9{,}0}{8{,}42 \cdot 2} = 2{,}1 \text{ m}$$ und damit die Anzahl der Bügel, wenn $k_{es} = 800$ kg/qcm zulässig sind und 1,0 cm starke Rundeisen beiderseits hochgeführt werden $\left(f_s = \frac{2 \cdot 1{,}0^2 \cdot 3{,}14}{4} = 1{,}6 \text{ qcm}\right)$,

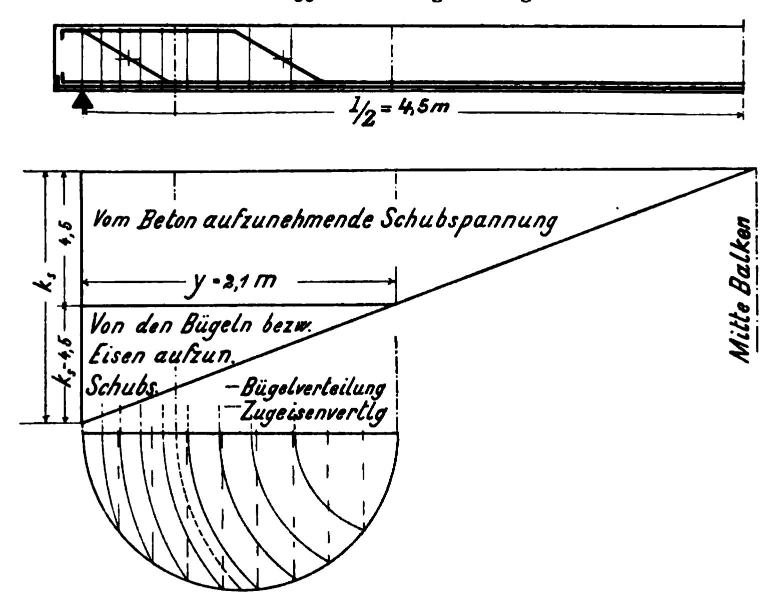
$$z = \frac{(8{,}42 - 4{,}5) \cdot 210 \cdot 25}{1{,}6 \cdot 800 \cdot 2} = 9 \text{ Stück.}$$

Die Abstände dieser Eisen ergeben sich aus Abb. 33.

Sollten alle Schubkräfte durch Bügel aufgenommen werden, so wird nach Gleichung 36

$$z = \frac{8,42 \cdot 25 \cdot 900}{1,6 \cdot 800 \cdot 4} = 37 \text{ Stück.}$$

Abb. 33. Berechnung der Bügel.



Sollen in einzelnen Fällen statt besonderer Bügel zur Aufnahme der Schubspannungen einige Trageisen nach oben geführt werden, so bestimmt sich der Abstand genau in derselben Weise wie für Bügel. Werden im obigen Beispiel 2 Zugeisen nach oben abgebogen, so wird die Haftspannung an den 4 noch unten liegenden Stäben

$$k_s = \frac{7652}{\left(40 - \frac{11}{3}\right) \cdot 4 \cdot 3,2 \cdot 3,14} = 5,24 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den Leitsätzen des Architekten- und Ingenieur-Vereins kann diese Spannung bis 7,5 kg/qcm betragen, wenn die Eisen senkrecht abgebogen werden; der gefundene Wert ist demnach ohne Bedenken zulässig.

§ 14. Die Spannungen in Gewölben. Trotz eingehender Untersuchung ist es bisher noch nicht gelungen, die Spannungen, die in Gewölben mit Eiseneinlagen auftreten, theoretiseh genau festzustellen. Zwar wurden auch hierfür schon verschiedene Theorien entwickelt, doch zeigen sich die einzelnen in ihrer Anwendung meist so umständlich und zeitraubend, daß sie in einfachen praktischen Fällen kaum Anwendung finden.

Mit Rücksicht darauf soll im folgenden nur eine annähernd richtige Berechnung angeführt werden. Die Praxis und die verschiedenen Versuche haben zur Genüge bewiesen, daß Gewölbe, die überall dort, wo Zugspannungen auftreten, mit Einlage versehen sind, auch bei äußerst geringen Stärken eine ganz bedeutende Tragfähigkeit besitzen. Die Untersuchung geschieht dabei in der Regel nach denselben Gesichtspunkten, wie diejenige für gewöhnliche Gewölbe. Man betrachtet die ganze Wölbstärke als gleichartiges Material (Beton) und läßt die Einlagen bei Bestimmung der Druckspannungen ganz außer acht.

Für etwaige Zugspannungen hingegen setzt man den vorhandenen Eisenquerschnitt in Rechnung, der dabei meist so gewählt wird, daß er alle Zugspannungen, die im ungünstigsten Fall entstehen, allein aufnehmen kann.

Nachdem die äußeren Kräfte, die in den einzelnen Querschnitten wirken, nach bekannten Regeln bestimmt sind, wählt man zur Berechnung der Kantenpressungen zweckmäßig die Gleichung:

$$k = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

Hierin bedeutet P die rechtwinklig zur Fugenrichtung wirkende Seitenkraft der einwirkenden Kraft in kg, F die Querschnittsfläche in qcm, M das Moment, das durch die Kraft P erzeugt wird, wenn diese außerhalb der Achse angreift und W das Widerstandsmoment des vorhandenen Querschnittes.

Setzt man in dieser Gleichung das Moment $M = P \cdot e$, ferner $F = 100 \cdot b$ (Fugenbreite b in cm auf 100 cm Gewölbetiefe) und $W = \frac{100 \cdot b^2}{6}$, so wird, wenn k_d die Druckspannung und k_z die Zugspannung hezeichnet:

$$k_d = \frac{P}{100\,b} + \frac{P \cdot e}{\frac{100\,b^2}{6}}, \text{ oder}$$

$$k_d = \frac{P}{100\,b}\left(1 + \frac{6\,e}{b}\right) = \text{kg/qcm} \tag{37}$$

und ohne Rücksicht auf die Eiseneinlage

$$k_z = \frac{P}{100 \cdot b}\left(1 - \frac{6\,e}{b}\right) = \text{kg/qcm}. \tag{38}$$

Für die gesamte Zugkraft Z in kg, die in der so beanspruchten Lagerfuge b auftritt und durch Eiseneinlagen aufzunehmen ist, gilt dann:

$$Z = \frac{b}{2} \cdot \frac{k_z^2 \cdot 100}{k_d + k_z}. \tag{39}$$

Hierin ist b in cm, k_z und k_d in kg/qcm zu setzen. Nachdem Z gefunden ist, läßt sich die erforderliche Einlage leicht berechnen, da wie früher $Z = f_e \cdot k_e$ sein muß.

Beispiel. Für ein 20,0 m weit gespanntes Eisenbetongewölbe, das mit Hilfe der Stützlinientheorie untersucht wurde, ergab sich bei 20 cm Scheitel- und 25 cm Kämpferstärke im Scheitel ein Horizontalschub von 36000 kg. Es würde somit bei gleichmäßiger Druckverteilung (die Stützlinie fällt mit Fugenmitte zusammen) eine Spannung entstehen:

$$k = \frac{P}{F} = \frac{36000}{100 \cdot 20} = 18{,}0 \text{ kg/qcm}.$$

Die Untersuchung zeigt aber, daß der Durchgangspunkt der Stützlinie im Scheitel 5,4 cm von der Fugenmitte nach oben zu entfernt liegt. Somit ergibt sich

nach Gleichung 37: $k_d = \frac{36000}{100 \cdot 20}\left(1 + \frac{6 \cdot 5{,}4}{20}\right) = 47{,}16$ kg/qcm,

ferner nach Gleichung 38: $k_z = \frac{36000}{100 \cdot 20}\left(1 - \frac{6 \cdot 5{,}4}{20}\right) = 11{,}16$ kg/qcm

und nach Gleichung 39: $Z = \frac{20}{2} \cdot \frac{11{,}16^2 \cdot 100}{47{,}16 + 11{,}16} = 2140$ kg.

Wählt man k_e der größeren Sicherheit halber nur gleich 600 kg/qcm, so wird

$$f_e = \frac{2140}{600} = 3{,}57 \text{ qcm}$$

und die Anzahl der Stäbe, wenn Rundeisen mit 0,8 cm Durchmesser Verwendung finden,

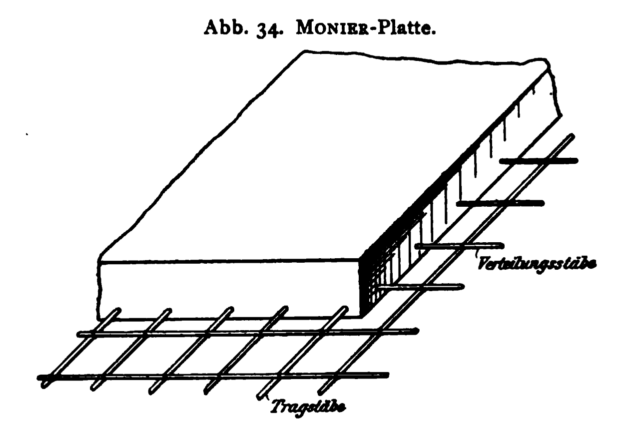
$$\chi = \frac{3{,}57}{0{,}5} \cong 8 \text{ Stück für das lfd. m Gewölbetiefe.}$$

Die Entfernung der einzelnen, an der inneren Leibung anzubringenden Stäbe wird dann $\frac{100}{8} = 12{,}5$ cm. Wie schon oben erwähnt, ist diese Berechnungsart nicht ganz einwandfrei, doch wird sie in gewöhnlichen Fällen des Hochbaues und bei kleinen und mittleren Spannweiten vollständig genügen.

D. Herstellung der einzelnen Bauteile in Eisenbeton und ihre Verwendung im Hochbau.

§ 15. Platten. Da bei den freiaufliegenden, auf Biegung beanspruchten Platten die Zugspannungen im unteren Teil entstehen, sind hier die Eisenstäbe möglichst dicht an die untere Kante der Platte zu legen und zwar in der Richtung der Hauptspannungen. Dabei ist jedoch darauf zu achten, daß die einzelnen Stäbe noch genügend mit Beton umhüllt sind. Für dünne Drähte sind für diese Umhüllung 5 mm als Mindestmaß anzunehmen, während stärkere nicht unter 10 mm erhalten sollen.

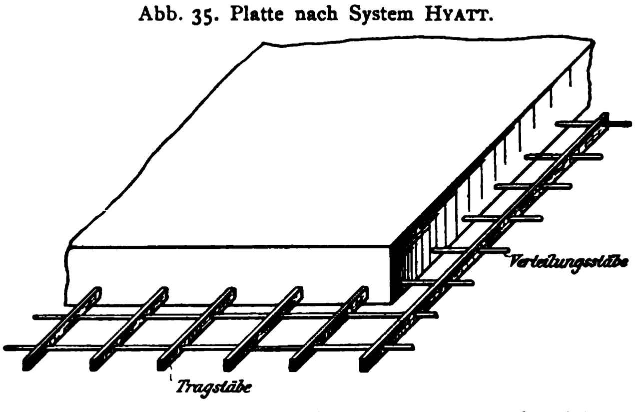
Abb. 34. MONIER-Platte.



Beim MONIERsystem (Abb. 34) werden außer diesen die Zugspannungen aufnehmenden sogenannten Tragstäben senkrecht dazu noch Verteilungsstäbe angeordnet, die den Zweck haben, die Tragstäbe während der Herstellung in der richtigen Lage zu halten. Die Kreuzungsstellen dieser Stäbe werden hierbei mit Bindedraht verbunden, so daß ein vollständig zusammenhängendes Eisennetz entsteht. Die Entfernung und Stärke der Tragstäbe ergibt sich durch Rechnung, während man für die Verteilungsstäbe Rundeisen von 5—8 mm Durchmesser wählt und diese in Abständen von 10—30 cm anordnet.

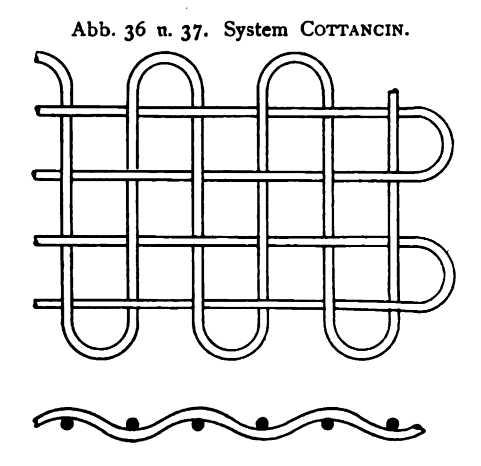
Anstatt dieser in neuerer Zeit allgemein üblichen einfachsten Art der Armierung verwenden die verschiedenen Konstrukteure hiervon mehr oder weniger abweichende Einlagen. So legen einige die Stäbe nicht parallel, sondern unter einem bestimmten Winkel zur Hauptspannung. Hierbei müssen die Trag- und Verteilungsstäbe naturgemäß von gleicher Stärke sein (System SCHLÜTER). Andere behalten die parallele Richtung bei und verändern nur die Querschnittsform der Einlage. So verwendet HYATT als Tragstäbe hochkant gestellte Flacheisen (Abb. 35), die in besonderen Bohrlöchern die Verteilungsstäbe (Rundeisen) aufnehmen. Für sehr schwache Platten

Abb. 35. Platte nach System HYATT.



wählt man verschiedentlich auch eine dem System COTTANCINs ähnliche Anordnung, bei dem schwache Drähte von 5 mm und weniger Stärke (Abb. 36 u. 37) als Gewebe verflochten werden.

Abb. 36 u. 37. System COTTANCIN.

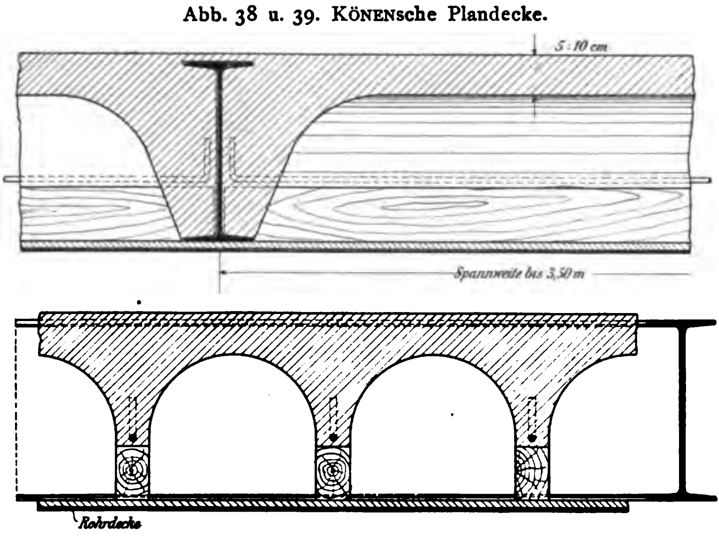


Das Verlegen dieser Drahtnetze erfordert indessen viel Zeit und Arbeitsaufwand, weshalb sich hier die RABITZbauweise meist besser eignet. Bei dieser finden gewöhnliche galvanisierte Drahtgittergewebe, wie sie im Handel üblich sind, Verwendung, so daß die Herstellung der Einlagen sehr schnell und gleichartig erfolgen kann.

In ähnlicher Weise läßt sich auch das Streckmetall (vgl. Abb. 6, S. 425) verwenden und zwar kann diese in verschiedenen Stärken und Maschenweiten erhältliche Einlage auch für stärkere Platten Verwendung finden. Als Vorteil des Streckmetalles ist anzuführen, daß die Spannungsverteilung durch die netzartige Anordnung begünstigt wird, so daß eine ungleichartige Beanspruchung einzelner Teile ausgeschlossen erscheint. Außerdem kann auch hierbei das Einlegen rasch und genau erfolgen, da keinerlei Verbindungen notwendig sind.

Eine weitere, mit Bezug auf ihre Form eigentümliche Platte bildet die KÖNENsche Plandecke, Abb. 38 u. 39. Diese, der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin patentierte Decke ist eine mit Hohlräumen versehene Eisenbetonplatte, die unten meist mit einer durchgehenden ebenen Rohrdecke verbunden wird. Als besonderer Vorteil dieser Platte ist es zu bezeichnen, daß sie jeder beliebigen Trägerhöhe angepaßt werden kann, einen hohen Grad von Schalldichtigkeit besitzt und sehr leicht und billig ist. Der Preis für das Quadratmeter beträgt für Spannweiten bis zu 3,50 m nur 5,60 bis 5,80 *M*.

Abb. 38 u. 39. KÖNENsche Plandecke.



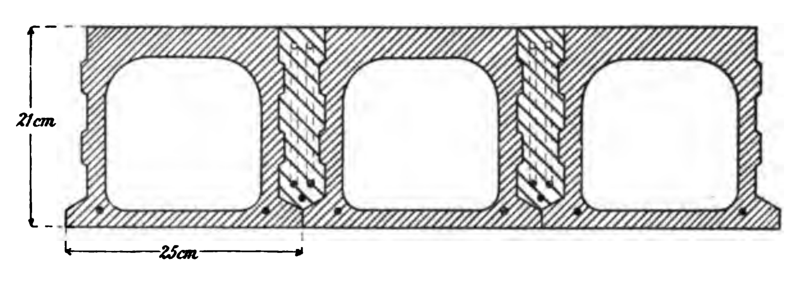
Alle bisher angeführten Plattenkonstruktionen werden in der Regel auf der Baustelle direkt gestampft. Da nun die Fertigstellung der hierzu notwendigen Schalungen und der Einbau selbst immerhin eine Verzögerung im Aufbau verursachen, hat man schon mehrfach versucht, fabrikmäßig hergestellte Plattenteile zu verwenden, die beim Verlegen keiner besonderen Schalung bedürfen. Diese fertigen Teile werden entweder auf Normalprofilträger oder auch auf Eisenbetonbalken verlegt und sind von vornherein soweit tragfähig, daß die weiteren Rüstungen direkt Unterstützung finden können.

Eins der bekanntesten Systeme dieser Art zeigen die Abb. 40 u. 41, die den sog. SIEGWART-Balken darstellen. Diese Platten werden durch hohle Betonbalken gebildet, deren Seitenwandungen zur Aufnahme der Zugspannungen Rundeisen oder Drähte erhalten. Die ausgetrockneten Teile kommen fertig auf die Baustelle und werden hier

ohne Verschalung auf die Mauern bzw. Träger dicht nebeneinander verlegt und die Längsfugen mit Zement vergossen.

Die einzelnen Balken werden 25 cm breit und in vier verschiedenen Stärken 12, 15, 18 und 21 cm hergestellt. Die Stärke der Eiseneinlagen schwankt zwischen 5 und 10 mm. Die Länge der Balken beträgt 5,5, 6,5 und 7,5 m; doch können auch größere Spannweiten durch kurze Balken überdeckt werden, wenn man die Stoßfugen wechselseitig anordnet und besondere Drahtanker einlegt.

Abb. 40 u. 41. SIEGWARTbalken.

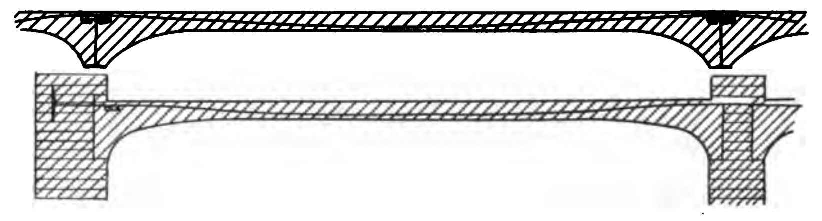


In vielen Fällen liegen die Platten nicht, wie bisher angenommen, frei auf, sondern sie erhalten an den Auflagern bzw. Stützpunkten eine Einspannung, indem sie entweder über eiserne Träger oder Eisenbetonbalken hinweggeführt werden, oder indem die Einspannung durch besondere Anordnungen an den Umfassungsmauern geschaffen wird. In solchen Fällen entsteht bekanntlich eine Verringerung des Biegungsmomentes in der Mitte, und über den Stützen ein negatives Moment. Durch dieses negative Stützmoment werden im oberen Teile der Platte Zugspannungen bedingt und die Eiseneinlagen sind demzufolge hier nahe an der Oberkante anzuordnen (vgl. auch die Berechnung). Dieser Bedingung tragen die einzelnen Systeme auf verschiedene Weise Rechnung.

Die KOENENsche Voutenplatte (Abb. 42 u. 43) z. B. zeigt die Eisenstäbe mit den Auflagern und Stützpunkten zugfest verbunden. Durch die Krümmung der Einlagen wird es dabei möglich, daß je ein Eisen genügt und dieses immer an der Zugseite der

Abb. 42 u. 43. KOENENsche Voutenplatte.

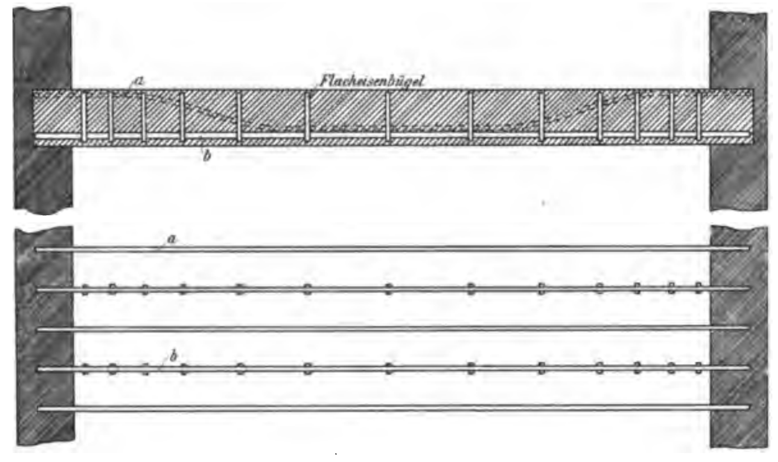


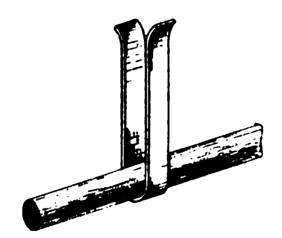


Platte vorhanden ist. Außerdem ist hier durch die voutenartigen Anschlüsse an den Endstrecken das größere Biegungsmoment über den Stützen berücksichtigt, so daß nur selten noch eine besondere Verstärkung notwendig wird. Dieselbe Anordnung zeigt das System KLETT, nur werden hier an Stelle der Rundeisen Flacheisen mit aufgenieteten Winkelstückchen verwendet.

Beim System HENNEBIQUE (Abb. 44 bis 46) verwendet man in solchen Fällen zwei Lagen von Eisenstäben. Die eine (*b*) ist hierbei gerade und liegt im untern Teil der Platte, während eine zweite Lage (*a*) abgebogen wird und über den Stützen im oberen

Abb. 44 bis 46. Platte nach System HENNEBIQUE.





Teile liegt. Außerdem werden zur besseren Verbindung des Betons mit den Einlagen und zur Aufnahme von Schubspannungen noch Flacheisenbügel (Abb. 46) angeordnet. Obwohl dieses System im Vergleich zum vorigen unwirtschaftlich erscheint, ist es unter gewissen Umständen doch empfehlenswert, so unter andern bei beweglichen Verkehrslasten und ungleichen Feldweiten.

Die WAYSZsche Eisengelenkdecke, die denselben Zweck wie die KÖNENsche Voutenplatte verfolgt, wird durch Flacheisen armiert, die dort, wo das Biegungsmoment sehr klein (o) ist, durch Gelenke verbunden werden. Hierdurch wird es möglich, die Eiseneinlagen den größeren Stützmomenten entsprechend zu verstärken.

§ 16. Plattenbalken. Während bei den einfachen Monierplatten und ähnlichen Systemen für die eigentlich tragenden Konstruktionen vielfach noch eiserne Träger Verwendung finden, werden in allen anderen Fällen auch diese, also Säulen, Unterzüge und Träger usw. in Eisenbeton hergestellt. Eine mit bezug auf Wirtschaftlichkeit besonders zweckmäßige Tragkonstruktion dieser Art ist der Plattenbalken, der entsteht, indem man die Deckenplatte mit dem, diese unterstützenden Eisenbetonträger innig verbindet und entsprechend armiert. Hierdurch wird ein statisch wirksamer Querschnitt geschaffen, bei dem die Materialausnutzung noch günstiger ist als beim armierten, rechteckigen Querschnitt.

Zwar könnte man auch hierbei den rechteckigen Querschnitt des Balkens so bemessen, daß er allein tragfähig wäre, doch kann für die Aufnahme der Druckspannungen durch Mitbenutzung der aufliegenden Platte ein bedeutender Vorteil erreicht werden.

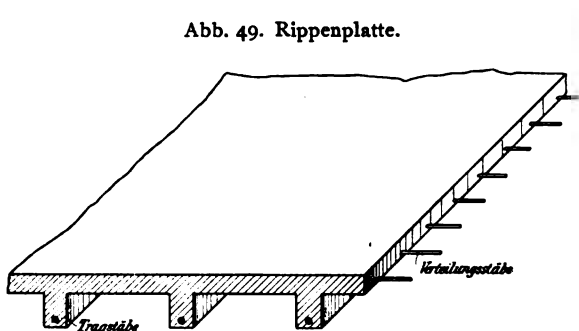
Abb. 47 u. 48. Verbindung zwischen Platte und Balken.



Um die Verbindung zwischen Platte und Balken wirksam zu gestalten, müssen die daselbst auftretenden bedeutenden Schubspannungen, denen die Scherfestigkeit des Betons unter Umständen nicht genügt, durch senkrechte oder unter einem bestimmten Winkel

geneigte Eiseneinlagen aufgenommen werden. Außerdem wird man die Übergänge von Deckenplatte und Balken zur besseren Übertragung der Kräfte in der aus Abb. 47 u. 48 ersichtlichen Weise verstärkern, also gewissermaßen auch hier Vouten anwenden. Die Anordnung der Einlagen ist, wie bei den Platten, wiederum abhängig von der Art der Auflagerung der einzelnen Balken, und zwar kommen hier außer den einfachen, geraden Einlagen (Abb. 47 u. 48) noch verschiedene andere Formen zur Anwendung.

Abb. 49. Rippenplatte.



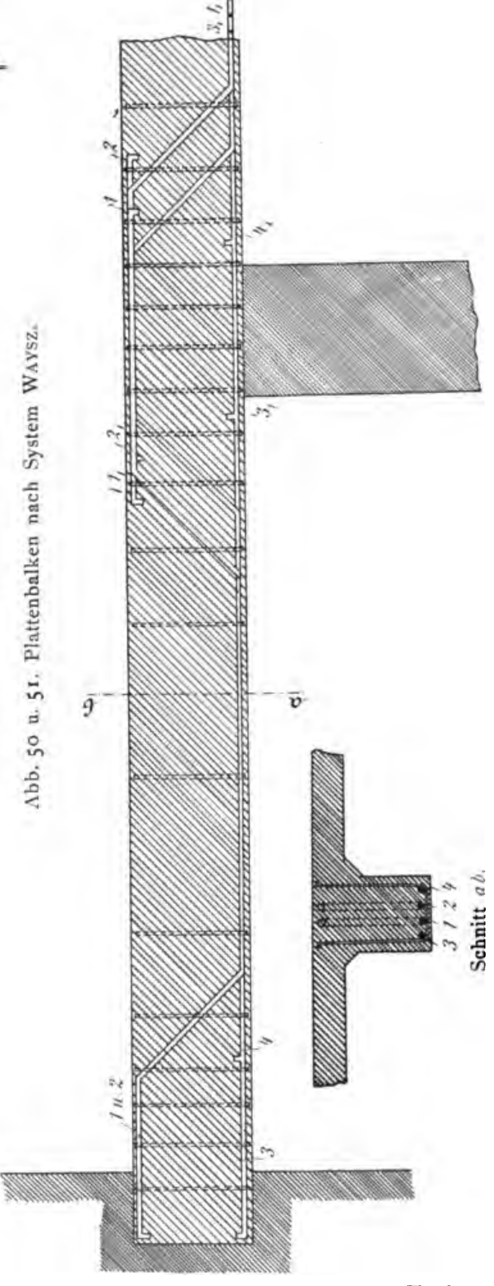


Abb. 50 u. 51. Plattenbalken nach System Waysz.

Die einfachen geraden Einlagen finden ihre Anwendung bei den sogenannten Rippenplatten, der einfachsten Art des Plattenbalkens. Hierbei werden die Tragstäbe der gewöhnlichen Platte durch die Einlage im unteren Teil der Rippe gebildet (Abb. 49), während die Verteilungsstäbe für sich allein die Einlage der Platte darstellen. Jede Rippe bildet also mit den anliegenden Plattenteilen einen Balken, bei dem die Platte den oberen, auf Druck beanspruchten Teil und die Einlage in der Rippe den unteren, auf Zug beanspruchten Teil bildet.

Der wirtschaftliche Vorteil besteht dabei darin, daß die Betonmasse zwischen den einzelnen Rippen, die nach der Berechnung ohnehin keine Spannungen aufnimmt, fortbleibt. Für den auf Zug beanspruchten Teil wird also gerade nur soviel Beton verwendet als zur Einbettung der Eisen unbedingt notwendig ist.

Für größere Spannweiten und Belastungen genügen diese einfachen Rippenplatten naturgemäß nicht mehr. Die Abmessungen der Stege werden dann wesentlich stärker und an Stelle des einen Eisens wird die durch Rechnung ermittelte Stückzahl eingelegt. Der Abstand der einzelnen Eisen wird dabei so groß gewählt, daß eine vollkommene Umhüllung der Stäbe möglich ist und zwar wird dies in genügendem Maße erreicht, wenn dieser Abstand etwa gleich der Eisenstärke ist. Besonders beachtenswert ist dabei, daß man die Einlage möglichst weit nach der Unter- bzw. Oberkante legt, da hierdurch ihre Wirksamkeit vergrößert wird.

Aus diesem Grunde legt z. B. auch die Firma WAYSZ, wenn angängig, alle Eisenstäbe in eine Ebene (Abb. 50 u. 51), obwohl hierdurch eine größere Balkenbreite bedingt ist. Wird die Zahl der Stäbe sehr groß, so läßt sich dieser Grundsatz naturgemäß nicht mehr festhalten, man wird dann zwei Reihen übereinander anordnen müssen (Abb. 52).

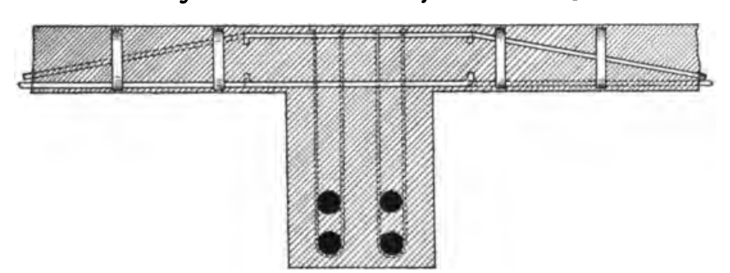


Abb. 52. Plattenbalken nach System HENNEBIQUE.

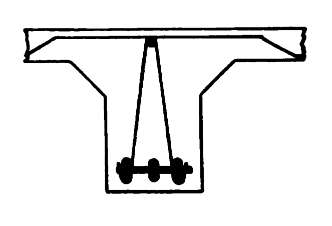


Abb. 53. Eiseneinlage nach DICKERHOFF & WIDMANN.

In solchen Fällen ist der Zwischenraum etwa gleich dem seitlichen Abstand zu wählen, obwohl verschiedene Firmen wesentlich kleinere Werte noch als genügend erachten. So verwendet DICKERHOFF und WIDMANN eine Anordnung wie sie in Abb. 53 dargestellt ist und zwar hauptsächlich aus praktischen Gründen, denn durch den eingelegten Querstab wird die Montage der Eisen bedeutend erleichtert.

Werden die Balken seitlich eingespannt oder über mehrere Stützen weitergeführt, so ist ein Abbiegen der unten befindlichen Einlagen notwendig. Dies erfolgt in der Regel unter einem Winkel von 35 bis 45° (vgl. Abb. 50). Vielfach werden einzelne Eisen auch dann abgebogen, wenn oben keine Zugspannungen aufzunehmen sind. In solchen Fällen dienen diese lediglich zur Herstellung einer guten Verbindung und zur teilweisen Aufnahme der Schubkräfte. Zu demselben Zweck werden meist auch noch besondere Eisen, die sog. Bügel eingelegt, die entweder von Flach- oder Rundeisen gebildet

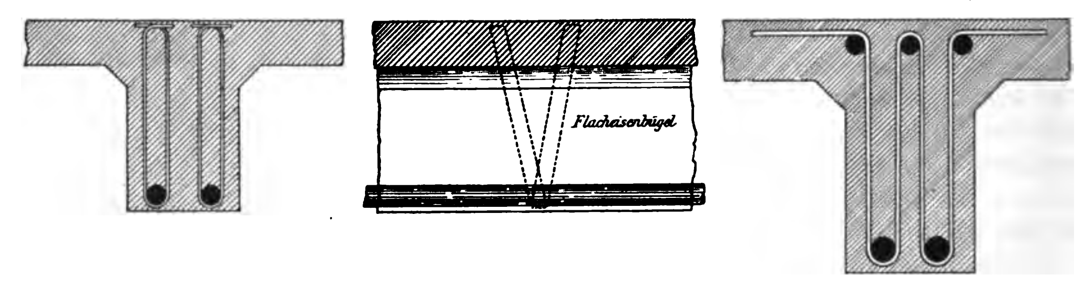


Abb. 54 u. 55. Bügel nach System BOUSSIRON.

Abb. 56. Bügel nach MACIACHINI.

werden. Die Formen dieser Bügel sind ziemlich verschieden (Abb. 54 bis 56); doch haben alle nur den Zweck, die meist bedeutenden Schubspannungen aufzunehmen, und die Montage der Einlagen zu erleichtern.

Verschiedentlich erhalten Plattenbalken außer der Zugarmierung auch noch eine solche in der Druckzone. Diese soll entweder zur Verminderung der Beanspruchungen beitragen oder zum anhängen der Bügel dienen. Im ersten Fall entsteht eine doppelte Armierung, deren Wirkung bei der Berechnung berücksichtigt werden kann, während dies im zweiten Fall nicht zulässig ist.

Eine besondere Art von Plattenbalken bilden die sog. MÖLLERträger (Abb. 57 u. 58), die als Einlage ein fischbauchartig durchgebogenes Flacheisen erhalten. Da die

Momente nach den Auflagern hin geringer werden, vermindert sich die Balkenstärke dementsprechend.

Abb. 57 u. 58. MÖLLERscher Gurtträger.

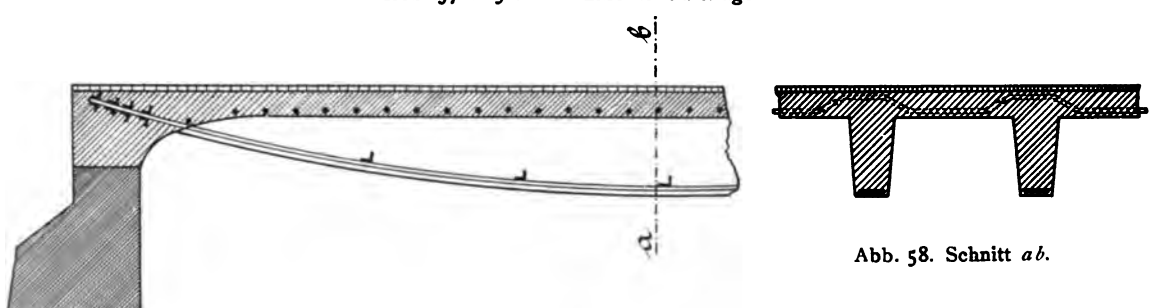


Abb. 58. Schnitt *ab*.

Zur Verankerung dieser Zugarmierung werden an den Auflagern mehrere Winkeleisen aufgenietet, die in den Beton eingreifen. Dadurch wird gleichzeitig eine starre Verbindung mit dem oberen Plattenteil erzielt, so daß keine weiteren Einlagen, wie Bügel und dgl. notwendig sind.

Außer Professor MÖLLER verwenden auch einzelne andere Konstrukteure statt der jetzt allgemein üblichen Rundeisenarmierung andere Formen, so z. B. die sog. Kegelwelle oder die Kahneisen usw. Ein besonderer Vorteil dieser Abarten läßt sich indessen nicht feststellen, obwohl z. B. durch die Kahneisen eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Haftspannungen erreicht wird. Bei der beträchtlichen Oberfläche der Rundeisenstäbe bleiben aber auch da die Haftspannungen meist so niedrig, daß genügende Sicherheit verbürgt ist. Außerdem lassen sich die Rundeisen jeder beliebigen Trägerform ohne Schwierigkeit anpassen, da man alle Richtungsänderungen durch einfaches abbiegen erreichen kann.

§ 17. Säulen und Wände. Die einfachste und billigste Form einer Eisenbetonsäule ist die quatratische, denn hierfür ist die Herstellung der Form selbst am einfachsten. Doch lassen sich auch andere Querschnittsformen, wie sechseckige, achteckige, runde, ja sogar besonders profilierte ohne besondere Schwierigkeiten herstellen. Im Hochbau sollen die Eisenbetonsäulen meist solche aus Guß- oder Schmiedeeisen ersetzen, es wird also darauf ankommen, einen möglichst geringen Querschnitt zu erhalten.

Wenn nun auch die Hauptbeanspruchung von Säulen im wesentlichen durch Druckspannungen erzeugt wird, genügt es in der Regel doch nicht, die Einlagen nur anzuordnen, um den Betonquerschnitt durch Einbettung einer gewissen Menge Eisen zu verringern. Denn in den meisten Fällen werden außer den Druck- auch noch Biegungsspannungen auftreten und es ist Zweck der Einlage, dem Konstruktionsteil auch hierfür die erforderliche Widerstandsfähigkeit zu verleihen. Daraus ergibt sich, daß die Einlagen zur Achse der Säulen usw. symmetrisch anzuordnen sind und daß man außerdem in gewissen Abständen Querverbindungen vorsehen muß.

Die Hauptarmierung muß dabei in solchen Mengen vorhanden sein, daß die Würfelfestigkeit des Betons erreicht wird. Nach den Leitsätzen ist hierfür eine kleinste Längsarmierung von 0,8‰ der Querschnittsfläche erforderlich, während Prof. MÖRSCH eine solche von 0,8‰ bis 2‰ empfiehlt. Aber auch die Entfernung der Querverbindungen (Bügel) ist nach den Ergebnissen der erwähnten Versuche von großer Bedeutung für die Bruchfestigkeit. Prof. MÖRSCH empfiehlt mit Bezug darauf diese Entfernung 5 cm geringer als die Säulendicke, jedoch nicht über 35 cm zu wählen. Außerdem ist hierfür, wie in den Berechnungen gezeigt wurde, die Knicklänge der Eiseneinlagen maßgebend.

Zurzeit werden die Armierungen auch hierbei noch verschieden angeordnet. So verwendet HENNEBIQUE z. B. für die Längsarmierung Rundeisen, die durch aufgesteckte Eisenbleche oder auch Flacheisen verbunden werden (Abb. 59). Da diese Flacheisen aber eine weitgehende Querschnittsunterbrechung bedingen, kann der Zusammenhang des Betons an der Verbindungsstelle nur gering sein, bei starker Biegungsbeanspruchung werden deshalb leicht Fugen entstehen.

Abb. 59. Säule nach System HENNEBIQUE.

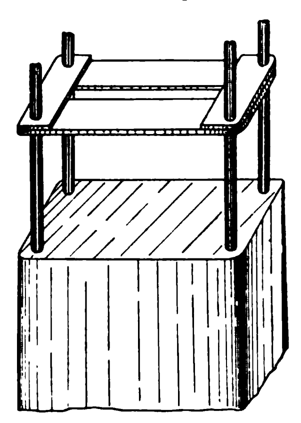


Abb. 60 u. 61. Säule nach System WAYSZ.

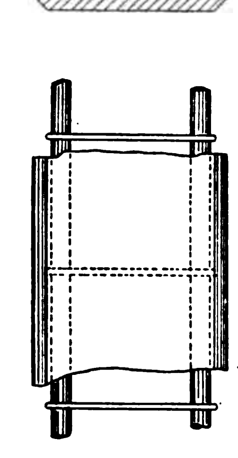
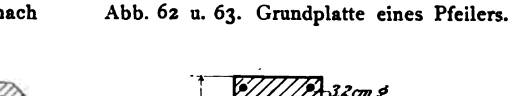
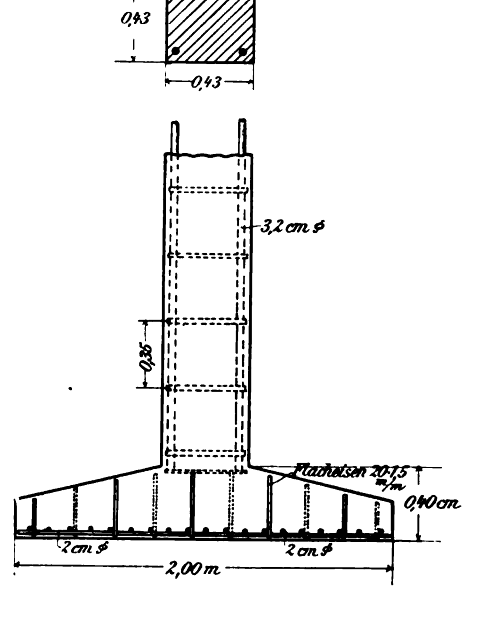


Abb. 62 u. 63. Grundplatte eines Pfeilers.





Die meisten Systeme verwenden für die Längsstäbe und ebenso für die Bügel Rundeisen (Abb. 60 u. 61). Die letzteren erhalten dabei gewöhnlich eine Stärke von 7 bis 10 mm, während die Durchmesser der Hauptarmierung nach Maßgabe der erforderlichen Gesamt-Querschnittsfläche bestimmt werden (vgl. die Berechnungen). Als Normalmaß kommen dabei etwa 15 bis 40 mm Durchmesser in Betracht.

Der Fuß der Eisenbetonsäulen und Pfeiler wird vielfach durch einen Rost von 3 bis 5 mm starken Flacheisen oder auch durch eine Eisenplatte gebildet, auf der die Längsstäbe aufsitzen. Diese Sicherungen sind indessen nicht unbedingt notwendig, weshalb man die Längseisen auch ohne jede Eisenunterstützung direkt im Beton aufhören läßt.

Die Abmessungen der Betonfußplatte selbst sind naturgemäß so groß zu wählen, daß die zulässige Beanspruchung des Untergrundes nicht überschritten wird. Im Vergleich zum Säulenquerschnitt wird die Platte infolgedessen ziemlich groß werden, so daß auch hier meist eine Eisenarmierung notwendig ist, die alle an der Unterkante entstehenden Zugspannungen aufnimmt. Diese Einlage muß bei quadratischem Querschnitt nach beiden Richtungen gleich sein und läßt sich wie bei den einfachen Platten direkt berechnen. So zeigt Abb. 63 die Grundplatte eines Pfeilers, der 100 t Belastung aufzunehmen hat. Die ☐ angeordnete Platte vermindert diesen Druck auf 2,5 kg/qcm Baugrund. Bei Bestimmung der Plattenstärke und Armierung wurde angenommen, daß diese 2,5 kg/qcm gleichmäßig von unten wirken, während von oben die Hälfte der Belastung im Abstand $\frac{43}{4}$ cm von der Mitte aus angreift.

Wird bei hohen Säulen ein Stoß der einzelnen Eisen erforderlich, so kann dieser am einfachsten durch Überschieben eines kurzen Gasrohres (Abb. 64), gedeckt werden. Außerdem kann bei durchgehenden Säulen eine Verringerung des Querschnittes im oberen Teil verlangt sein. Diesem wird dann gewöhnlich durch Abkröpfen der einzelnen Eisen Rechnung getragen.

Abb. 64. Stoß der einzelnen Eisen bei hohen Säulen.

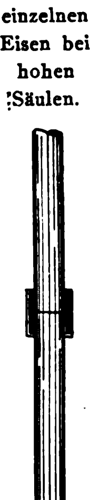
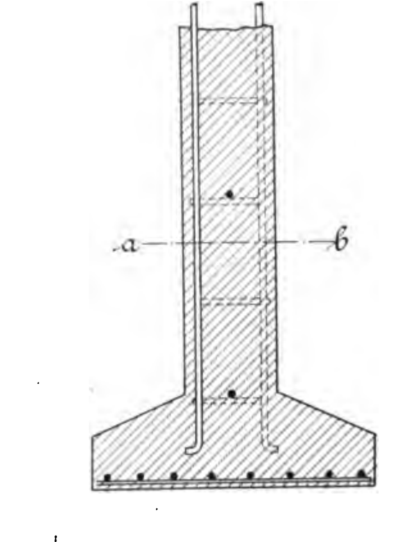
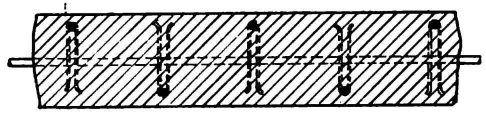


Abb. 65 u. 66. Armierung von Wänden.





Wände und Mauern werden im wesentlichen nach denselben Gesichtspunkten armiert, nur ist dabei zu unterscheiden, ob sie starke Belastungen erhalten oder nur ihr eigenes Gewicht und eventuelle seitliche Einwirkungen auszuhalten haben. Im ersten Fall wählt man in der Regel wagerechte und senkrechte Stäbe, die abwechselnd in verschiedenen Ebenen liegen. Alle senkrechten Stäbe sind dabei durch Bügel mit der Betonmasse verbunden (Abb. 65 u. 66). Die Armierung von Wänden nach der MONIER-Bauweise geschieht in derselben Weise wie bei den Platten angegeben. Dasselbe gilt auch für die RABITZ-Bauweise, bei der an Stelle eines Netzes von geraden Stäben ein Drahtgewebe verwendet wird.

§ 18. Gewölbe. Die Herstellung von Gewölben in Eisenbeton geschieht im wesentlichen nach denselben Regeln wie diejenige der ebenen Platten. Die Einlage soll hier in erster Linie die Festigkeit des Betons überall dort unterstützen, wo aus der Biegung entstandene Zugspannungen auftreten. Außerdem soll sie in einzelnen Fällen auch die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Druck erhöhen. In den Anfangsstadien des Eisenbetonbaues begnügte man sich, das Gewölbe nur durch eine Einlage dicht an der inneren Leibung zu armieren. Bedenkt man aber, daß in einem Gewölbe zusammengesetzte Biegung auftritt und daß bei geringer Stärke eines Halbkreis- oder Stichbogengewölbes die Zugspannungen nicht nur an der inneren Leibung, sondern auch am Gewölberücken in der sog. Bruchfuge auftreten können, so erscheint es notwendig, auch hier eine Einlage vorzusehen. Diese Bruchfuge liegt bei gewöhnlicher Belastung meist dicht über den Kämpfern, man wird deshalb die Einlage am Rücken gewöhnlich an den Kämpfern beginnen lassen und über einen Teil des Gewölbes hinführen (Abb. 67).

Abb. 67. Gewölbe von Eisenbeton.



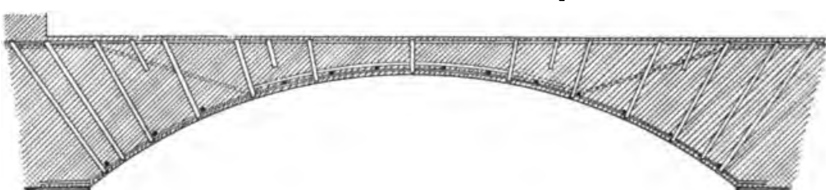
Die MONIER-Bauweise findet bei den Gewölben dieselbe Anwendung, wie bei den Platten, und zwar erhalten Gewölbe von geringer Spannweite für Decken und dergl. nur eine Einlage an der inneren Leibung. Für größere Gewölbe dagegen wendet man außer dieser noch eine teilweise Armierung im Rücken an, die sich bei sehr veränder-

licher Belastung meist über die ganze Rückenfläche hinzieht. Die Tragstäbe werden gebogen und folgen dem Umriß der inneren bzw. äußeren Leibung. Die Verteilungsstäbe dagegen werden normal zu den ersteren angeordnet und mittels Drahtschlingen mit diesen verbunden.

Beim System MELAN erhalten die Tragstäbe einen größeren Querschnitt und werden durch Trägerprofile gebildet, die nach der vorhandenen Bogenform gekrümmt sind. Bei Deckengewölben und kleineren Konstruktionen bestehen diese Bogen aus ⊥-Eisen, oder I-Eisen, die vollständig mit Beton umschlossen werden und meist nur an den Kämpfern eine Querverbindung erhalten. Bei größerer Bogenstärke werden die Einlagen aus Gitterträgern gebildet, die in gewissen Abständen durch Querträger verbunden werden.

Beim HENNEBIQUE-System benutzt man für Gewölbe nahezu dieselben Einlageweisen wie für Platten. Die Einlagen im Gewölberücken und der Leibung sind paarweise in denselben Vertikalebenen angeordnet (Abb. 68). Über jeden dieser Stäbe werden Bügel

Abb. 68. Gewölbe nach HENNEBIQUE.



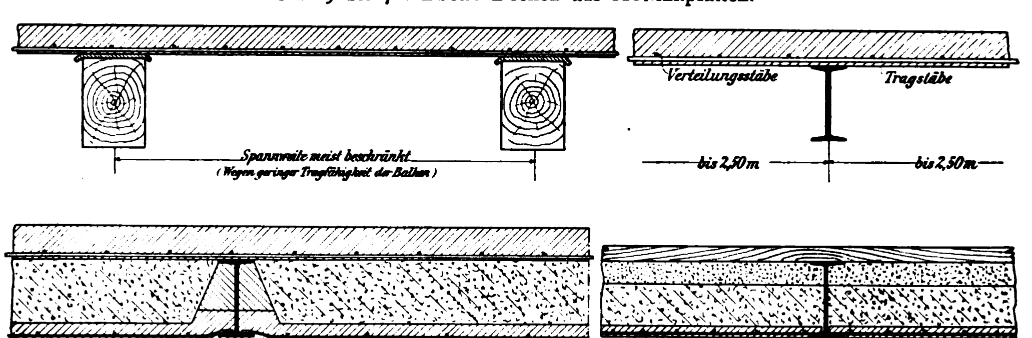
gebracht, die eine innigere Verbindung mit dem Beton herbeiführen sollen. Senkrecht zu den als Tragstäbe wirkenden Rundeisen ordnet man noch Verteilungsstäbe an, die über den ersteren lagern und durch Drähte mit diesen verbunden sind. Auf weitere Gewölbearmierungen und konstruktive Einzelheiten soll bei Besprechung ausgeführter Bauten zurückgekommen werden.

§ 19. Ebene und gewölbte Deckenkonstruktionen.

a) Ebene Decken. Für ebene Decken finden in der Regel die gewöhnlichen Eisenbetonplatten Verwendung, die entweder als Überdeckung auf Holz- oder Eisenbalken gebracht werden oder die als selbsttragende Konstruktionen direkt auf den Umfassungs- und Mittelwänden ein Auflager finden.

Die einfachste Art ist die gewöhnliche MONIERplatte, die auf dem oberen Flansch der Träger (Abb. 70) bzw. auf dem Holzbalken aufliegt und entweder fertig angeliefert

Abb. 69 bis 72. Ebene Decken aus MONIERplatten.



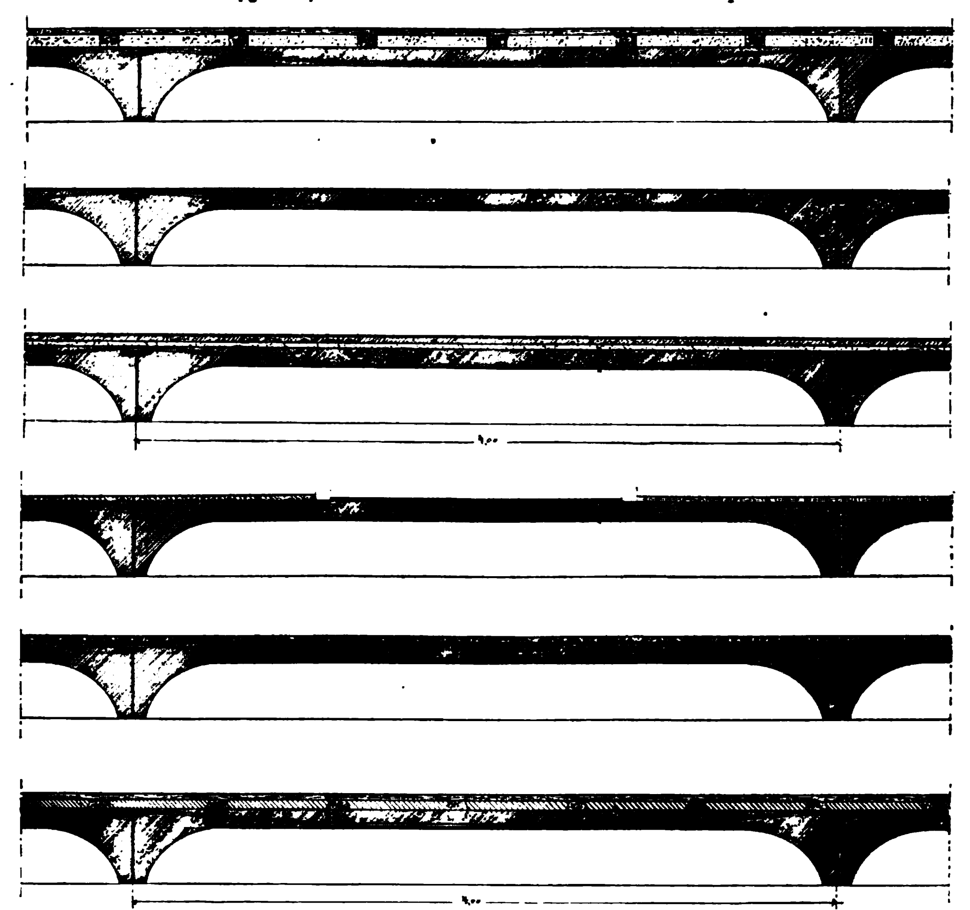
oder an Ort und Stelle eingestampft wird. Sollen die Träger frei bleiben, so umhüllt man sie mit Beton oder einer Eisenbetonschicht zum Schutz gegen Feuersgefahr. Im

anderen Falle legt man auf die unteren Flanschen der Träger ebenfalls Platten, die unter Umständen durch einfache Gipsdielen gebildet werden können, da sie nur ihr eigenes Gewicht zu tragen haben. Sind die Träger aus Holz, so werden diese Platten durch Schrauben befestigt. Der Raum zwischen beiden kann entweder frei bleiben oder zur Schalldämpfung mit leichten Stoffen, wie Gipsschutt, Asche, Korkstein, Korkziegel und dergl. ausgefüllt werden (Abb. 69 bis 71).

Wird die untere Platte genügend stark ausgebildet, so kann die Belastung unter Umständen direkt durch die Ausfüllung übertragen werden und die obere Platte infolgedessen fortfallen (Abb. 72). Die ebenen Monierplatten finden gewöhnlich nur für Spannweiten bis 2,5 m Anwendung, da sonst die Abmessungen zu groß werden. Als Mischungsverhältnis wählt man in der Regel 1 Teil Zement zu 3 Teilen Sand. Die Stärke der Platte und die Menge der Einlagen wird durch Rechnung bestimmt (vgl. die Berechnung).

Bei größeren Weiten verwendet man entweder Gewölbeform oder Bauweisen wie die KOENENsche Voutenplatte und ähnliche. Die KOENENsche Voutenplatte hat seit einigen Jahren eine außerordentliche Verbreitung gefunden, da sie sich allen Verhältnissen anpassen läßt und auch architektonisch wirksam ausgestaltet werden kann. Trotz geringer Stärke kann man mit ihr Spannweiten bis 6,5 m überdecken.

Abb. 73 bis 78. Ebene Decken aus KÖNENschen Voutenplatten.

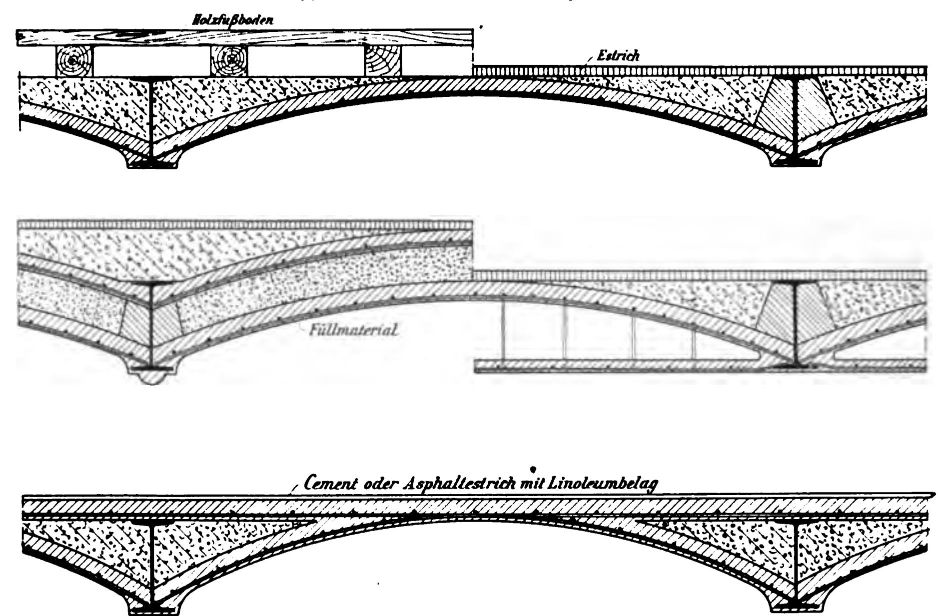


Die Abdeckung der oberen Fläche geschieht, wie die Abb. 73 bis 78 zeigen, hier sowohl, als auch bei den verschiedenen anderen Systemen, dem Charakter des Bauwerkes

entsprechend, auf die verschiedenste Weise. Als Mischungsverhältnis wählt man 1 : 3 bis 1 : 4, Zement und Sand oder Sand mit Steingrus.

b) Gewölbte Decken. Denselben Zweck, der bei Verwendung der eben besprochenen eingespannten Platten verfolgt wird, erreicht man zum Teil auch durch Anordnung von Zwischengewölben. Die gebräuchlichsten Bauweisen dieser Art sind diejenigen nach MONIER, MELAN, WAYSZ, WÜNSCH und andere. Die Hauptarten der Zwischengewölbe nach MONIER sind in den Abb. 79 bis 81 gegeben; der Stich derselben beträgt meist

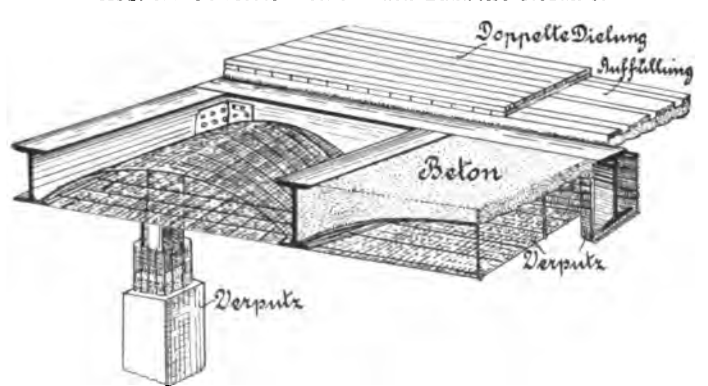
Abb. 79 bis 81. Gewölbe nach System MONIER.



$\frac{1}{10}$ der Spannweite. Als Auflager werden die unteren Flanschen der Träger benutzt. Die Unteransicht wird gewöhnlich geputzt und es erhalten hier, wie auch bei den Voutenplatten, die Trägerflanschen eine Drahtumhüllung, die zum besseren Anhaften des Putzes dient. In einzelnen Fällen, wo eine glutsichere Umhüllung aller Eisenteile erwünscht ist, bringt man an Stelle dieses einfachen Verputzes auch ein leichtes Eisengerippe nach Monierart an.

Nach Angaben von WAYSZ genügt bei Zwischengewölben für Spannweiten bis 5,0 m und Belastungen bis 1200 kg/qm eine Einlage. Die Stärke der Betonschicht beträgt dabei meist 5 cm. Auf diese wird Schlackenbeton 1 : 8 oder anderes leichtes Material gebracht. Die vorbeschriebene Art der Zwischengewölbe fand bisher schon vielfach mit großem Vorteil Anwendung; dagegen ist die Bauweise MELAN für derartige, meist geringe Belastungen nicht so beliebt, da sie infolge der Verwendung von Profileisen als Einlage (vgl. § 18, die Gewölbe) weniger wirtschaftlich ist.

Abb. 82. Gewölbte Decken nach Bauweise RÖBLING.



Die Bauweise RÖBLING (Abb. 82) findet besonders in Amerika vielfach Anwendung. Als Armierung kommt dabei ein Drahtgewebe zur Verwendung, das von bogenförmigen, quer durch die Maschen gezogenen Stäben gehalten wird. Auf den so gebildeten Bogen wird Beton in Mischung ein Teil Zement mit zwei Teilen Sand und fünf Teilen Asche, 5 bis 7,5 cm stark, ohne zu stampfen, aufgebracht. Soll die Wölbung nicht sichtbar bleiben, so wird eine zweite ebene Einlage an Zugstangen, welche die Träger verbinden, angebracht und ebenso wie die Gewölbe verputzt.

§ 20. Plattenbalken-Decken. Die Eisenbetonbalken mit Decke können zu denselben Überdeckungen wie die bisher genannten Verwendung finden, wenn die Spannweite größer ist. Wie schon erwähnt, ist hierbei der wirtschaftliche Vorteil noch größer als bei einer Platte von gleicher Stärke. Trotzdem wird die Anwendung des Plattenbalkens erst von einer gewissen Grenze bzw. Spannweite wirklich wirtschaftlich, da bis dorthin die größeren Kosten, die durch umständlichere Einschalung erzeugt werden, die Materialersparnisse ausgleichen. Außerdem bieten Platten den Vorteil geringerer Bauhöhe und schneller Ausführung, so daß man mit Berücksichtigung dessen die Plattenbalken im Hochbau in der Regel erst bei Spannweiten von 5,0 m und mehr anwendet.

Die Balkenverteilung bei einer auszuführenden Decke hängt zunächst von der Tragfähigkeit der betreffenden Bauweise ab. Da man aber nach früheren imstande ist, innerhalb gewisser Grenzen beliebige Weiten durch die eine oder andere Plattenart zu überspannen, so wird die Verteilung weniger hiervon, als von der Form der zu überdeckenden Räume und von den Ansprüchen, die in bezug auf deren Ausschmückung gemacht werden, abhängig sein. Besonders in letzterer Beziehung gestatten aber die Plattenbalken nach jeder Richtung hin großen Spielraum.

Bei Wohngebäuden z. B. kann die Balkenverteilung meist gänzlich von den Dekorationsbedürfnissen abhängig gemacht werden. Damit ist aber dem Ausführenden betreffs der Ausschmückung einzelner Räume ein großer Vorteil in die Hand gegeben, denn die Balken bleiben in der Regel sichtbar und lassen sich infolge der leichten Formbarkeit des Betons auf die verschiedenartigste Weise architektonisch ausgestalten.

Abb. 83. Decke mit Haupt- und Nebenbalken.

Bei Decken mit großen Belastungen kommen dagegen die Tragfähigkeits- und Festigkeitsverhältnisse ausschließlich in Betracht. Hier soll die Spannweite der ebenen Deckenplatten 3,0 bis 3,5 m nicht überschreiten, und zwar mit der Begründung, daß dann die gesamte Deckenbreite für den Balken noch als mitwirkend gelten kann. In den unter C angeführten Leitsätzen ist hingegen festgelegt, daß als wirksame Plattenbreite

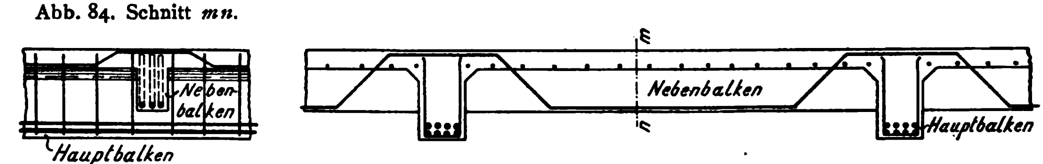
in allen Fällen nur $\frac{1}{3}$ der Spannweite des Balkens in Rechnung zu setzen ist. Man wird deshalb die Entfernung der Balken auch von ihrer Spannweite abhängig machen, da in allen Fällen, wo die Decke möglichst vollkommen zur Mitwirkung kommt, die Wirtschaftlichkeit am größten ist.

Für größere Räume wählt man vielfach sog. Haupt- und Nebenbalken (Abb. 83). Die Hauptträger erhalten dann etwa 5,0 m Abstand, während sich die Entfernung der rechtwinklig zu diesen angeordneten Nebenträger aus den Bedingungen für die Spannweite der Zwischenplatte ergibt. Um hier möglichst wirtschaftlich zu konstruieren, wählt man die Abstände der Haupt- und Nebenbalken vielfach auch so, daß für die Platten nahezu quadratische Formen entstehen. Dann darf das Biegungsmoment für die Platten zu $\frac{p \cdot l^2}{12}$ angenommen werden, wenn p die Belastung für das lfd. m und l die größte Spannweite der Platte in cm bezeichnet. Da hierbei über den Balken negative Einspannungsmomente entstehen, sind die Einlagen der Platten nach oben zu führen (vgl. die Berechnungen).

Die Abmessungen der einzelnen Balken und die erforderlichen Einlagen ergeben sich in jedem Fall aus dem aufzunehmenden Biegungsmoment und müssen durch Rechnung begründet werden. Ihre Breite ist so zu wählen, daß alle notwendigen Einlagen Platz

Abb. 84 u. 85. Die Einlagen der Haupt- und Nebenbalken.

Abb. 84. Schnitt *mn*.



finden; als Abstände sind dabei die bei den Plattenbalken angegebenen zu berücksichtigen. Eine vollkommene Einspannung der Hauptträger wird sich nur selten erreichen lassen, hingegen kann eine solche für die Nebenträger durch einfaches Überführen der Einlagen in das gegenüberliegende Feld (84 u. 85) oder durch zugfeste Verbindung mit den Einlagen der Hauptträger geschaffen werden.

Müssen Einlagestäbe der Hauptträger gestoßen werden, so ist dieser Stoß derart herzustellen, daß auch Zugspannungen sicher übertragen werden. Dies wird in einfacher Weise durch Verwendung einer aufgeschraubten Muffe erreicht. In den meisten Fällen wird man indessen auch ohne solche zugfeste Verbindungen auskommen, da einfache Spannweiten selten größer als die handelsüblichen Eisenstäbe sind und bei durchgehenden Balken an den Übergangspunkten der Momente keine Zugspannungen entstehen, etwaige Stöße also ohne besondere Verbindungen bewirkt werden können. Die Bügel werden in der bereits früher besprochenen Form als Flacheisen 20×15 mm bis 50×3 mm oder als Rundeisen mit abgebogenen Enden eingebracht. Ihre Entfernung wird vom Auflager nach der Mitte hin entsprechend der Verringerung der Schubkräfte größer (vgl. die Berechnungen).

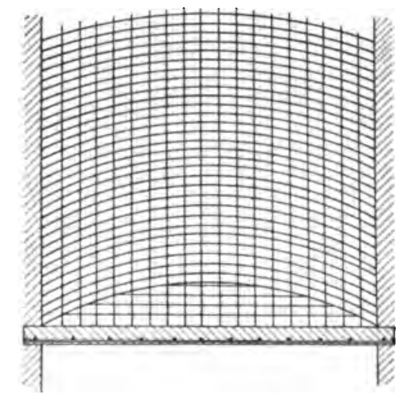
Neben der gewöhnlichen Ausführungsart der Plattenbalken nach System WAYSZ und HENNEBIQUE gibt es auch hier eine bedeutende Anzahl anderer Systeme, so die Bauweisen LUITPOLD, BOUSSIRON, RANSOME, MATRAI u. a., die aber alle bezüglich ihrer allgemeinen Anordnungen mit dem oben erörterten mehr oder weniger übereinstimmen. Sie unterscheiden sich, wie bereits früher mit Bezug auf die Platten erwähnt, lediglich durch abweichende Form und Lage der Eisen, deren Verteilung aber trotzdem den entwickelten allgemeinen Grundsätzen mehr oder weniger Rechnung trägt.

Als besonderer Vorteil der Plattendecken sowohl als auch der Plattenbalken-Decken ist noch zu erwähnen, daß sich in ihnen Öffnungen von beliebiger Größe und Form ohne jede Schwierigkeit aussparen lassen. In solchen Fällen, z. B. bei Treppen, Oberlichtern usw. läßt man die Einlagen an den betreffenden Stellen aufhören und stützt die Enden durch eine Querstange, die dann gewissermaßen als Wechselbalken wirkt.

§ 21. Wände. Für die Herstellung von Wänden wurde der Eisenbeton bisher nicht in dem Umfang angewandt, wie es nach dem früher Gesagten zu erwarten wäre. Der Grund hierfür ist ohne weiteres einzusehen, denn bei gewöhnlichen Gebäuden haben die Mauern und Wände selten große Belastungen aufzunehmen; sie sollen hier vielmehr nur eine dichte Umschließung der einzelnen Räume bilden. Betonwände halten aber bekanntlich die Wärme weniger gut zurück und erhöhen außerdem den Feuchtigkeitsgehalt der Luft. Diese schon für Mittel- und Scheidewände sehr empfindlichen Nachteile werden für Umfassungswände weiter dadurch erhöht, daß man gegenwärtig noch nicht überall imstande ist, die vielfach künstlerischen Formen für die Ausgestaltung der Fassaden aus Eisenbeton herzustellen. Nach den verschiedenen Versuchen, die nach dieser Richtung hin gemacht worden sind, ist jedoch anzunehmen, daß es bald gelingen wird, auch hierin eine gewisse Vollkommenheit des Eisenbetonbaues zu erreichen.

Nach Monierart werden die Mauern entweder hergestellt, indem man das Eisengeflecht, wie bei den Platten, an Ort und Stelle anbringt und mit Mörtel überzieht bzw. umstampft, oder indem man die Monierplatten vorher anfertigt und nur zum Aussetzen eines Eisen- oder Holzträgerwerkes benutzt. Im ersten Falle werden die Tragstäbe wagerecht, und die Verteilungsstäbe senkrecht angebracht und durch Bindedraht miteinander verbunden. Soll die Wand keine Belastung auf ihre Unterstützung ausüben, so kann die Anordnung der Tragstäbe nach dem aus Abb. 86 ersichtlichen System erfolgen. Die Stärke solcher Wandungen beträgt einschließlich Verputz meist nur 5 cm.

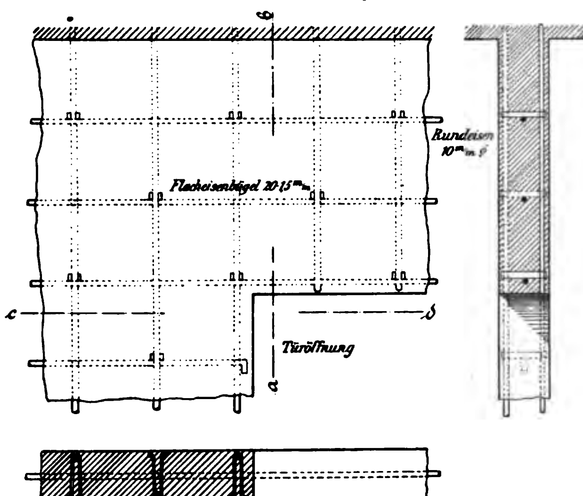
Abb. 86. Keine Belastung auf ihre Unterstützung ausübende Wand.



Für stärkere Mauern und für solche, die seitlich ausgebogen werden können, verwendet man vorteilhaft zwei Moniergewebe. Auch für Fassaden kommen meist Hohlmauern in Frage, die durch zwei Monierwände eingeschlossen werden. Sollen diese Wände an gewöhnliches Mauerwerk angeschlossen werden, so läßt man die Tragstäbe zweckmäßig genügend tief in dieses eingreifen. Es empfiehlt sich in solchen Fällen bei Verwendung von Ziegelsteinen die Abstände der Tragstäbe mit Rücksicht darauf zu wählen. Tür- und Fensteröffnungen werden gewöhnlich durch Holz oder ⊏-Eisen eingefaßt, an denen die Einlageeisen zu befestigen sind.

Die Rabitzbauweise wird auch hier in der schon bei den Platten besprochenen Art angewandt, und zwar wird das Drahtgewebe hier durch besondere Holz- oder Eisenrahmen in der Mitte der Mauer fest verspannt und eventuell noch durch etwa 1 cm starke Eisenstäbe versteift. Die zur Verwendung gelangenden Drahtgewebe bestehen meist aus verzinktem Eisendraht von 1,0—1,2 mm Stärke mit 20 mm weiten Maschen. Wie bei den oben besprochenen Monierwänden wird auch hier vielfach anstatt Zementmörtel eine Mischung von Gips, Kalk, Sand und Leimwasser benutzt.

Abb. 87 bis 89. Mauern nach System HENNEBIQUE.



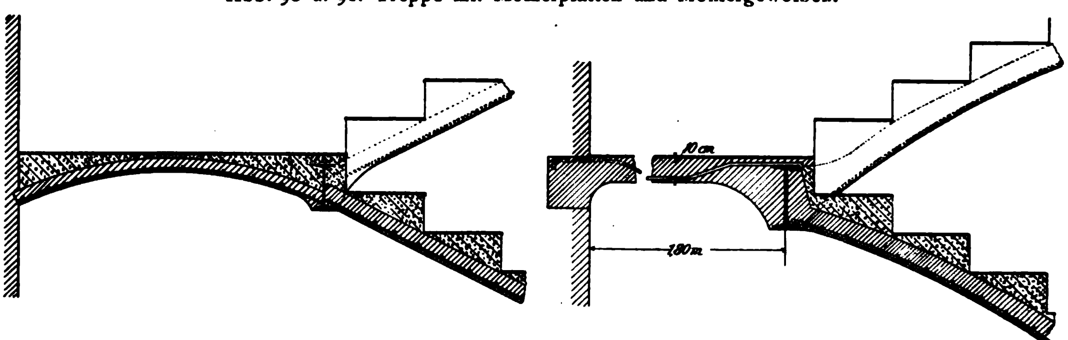


Die Mauern nach der HENNEBIQUE-Bauweise werden ähnlich ausgeführt. Sie erhalten Stärken von 5, 10 oder 15 cm und werden meist in der aus den Abb. 87 bis 89 ersichtlichen Weise armiert.

§ 22. Treppen. Soll bei einem Gebäude möglichst vollständige Feuersicherheit geschaffen werden, so ist es ohne Frage von besonderer Wichtigkeit, daß auch die Treppenanlagen von Eisenbeton hergestellt werden. Diesem Grundsatz hat man denn auch in neuester Zeit im weitgehendsten Sinne Rechnung getragen und zwar sind es besonders Ausführungen von Eisenbetontreppen nach den Systemen MONIER und HENNEBIQUE, die zahlreich und vielgestaltig ausgeführt wurden.

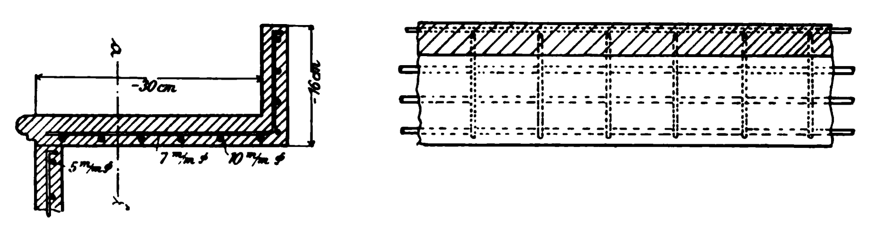
Beim System MONIER wird der Eisenbeton in der Hauptsache zur Herstellung der Füllungsplatte, die eben oder gewölbt sein kann, verwendet (Abb. 90 u. 91). Diese

Abb. 90 u. 91. Treppe mit Monierplatten und Moniergewölben.



Platte stützt sich entweder auf die Treppenmauern oder auf die Wangen von I- und [-Profilen oder Eisenbeton, oder aber sie stützt sich als Gewölbe auf den Boden und auf die Podestträger (Abb. 91). Für ihre Armierung gelten dieselben Regeln, wie sie bei den einfachen Platten beschrieben wurden. Allgemein wird man das Gewölbe nach Möglichkeit der Treppenneigung anpassen, damit die Aufschüttung gering wird.

Abb. 92 u. 93. Treppenstufen aus Eisenbeton.



Ist dies ausnahmsweise nicht angängig, so empfiehlt es sich, auch die Stufen aus Eisenbeton herzustellen. Hierbei bilden die Steigungen kleine senkrechte Wände (Abb. 92 u. 93), die auf dem Gewölbebogen stehen und mit den Auftritten innig ver-

bunden sind. Bei regelmäßigen Treppen werden diese zusammenhängenden Stücke zweckmäßig vorher fertig gestellt und nacheinander aufgebracht. Nach demselben Verfahren kann man naturgemäß auch freitragende Treppen herstellen. So wurden unter anderen schon solche mit 1,5 m Ausladung ausgeführt, trotzdem die Einspannung in der Mauer nur 26 cm betrug. Im Gegensatz zu den aufliegenden Stufen ist hier die Einlage des Auftrittes möglichst dicht an die obere Seite zu bringen.

In ähnlicher Weise findet auch das System HENNEBIQUE Anwendung. Die Treppenwangen aus Eisenbeton, gleichviel ob gerade oder gekrümmt, sind hier ähnlich den

Abb. 94. Freitragende Treppe.



Balken desselben Systems armiert. Besonderes Interesse erwecken die vielfach ausgeführten freitragenden Treppen dieses Systems. So zeigen die Abb. 94 bis 98 eine derartige Lösung unter besonders schwierigen Umständen. Diese freitragende Treppe mit geknickter Eisenbetonwange, die auf der Deutschen Städte-Ausstellung in Dresden im Jahre 1903 berechtigtes Aufsehen erregte, besaß 3 Läufe und 2 Zwischenpodeste, die lediglich durch eine vorhandene Wange getragen wurden. Die Festigkeit dieser außerordentlich leicht gehaltenen Konstruktion erwies sich bei der nach Schluß der Ausstellung vorgenommenen Bruchbelastung als ganz bedeutend.

Eine andere Anordnung zeigt Abb. 99, die eine konsolartige Armierung erkennen läßt. Am äußersten Ende ist hier noch ein starker Stab eingelegt, der in die Platte der Treppenabsätze eingeführt wird und gewissermaßen als Stützwange wirkt.

Außer den genannten werden auch vielfach Treppen nach den Systemen WAYSZ, LOLAT, MATRAI u. a. hergestellt, doch würde eine spezielle Behandlung aller Einzelheiten zu weit führen.

Abb. 95 bis 99. Freitragende Treppe.

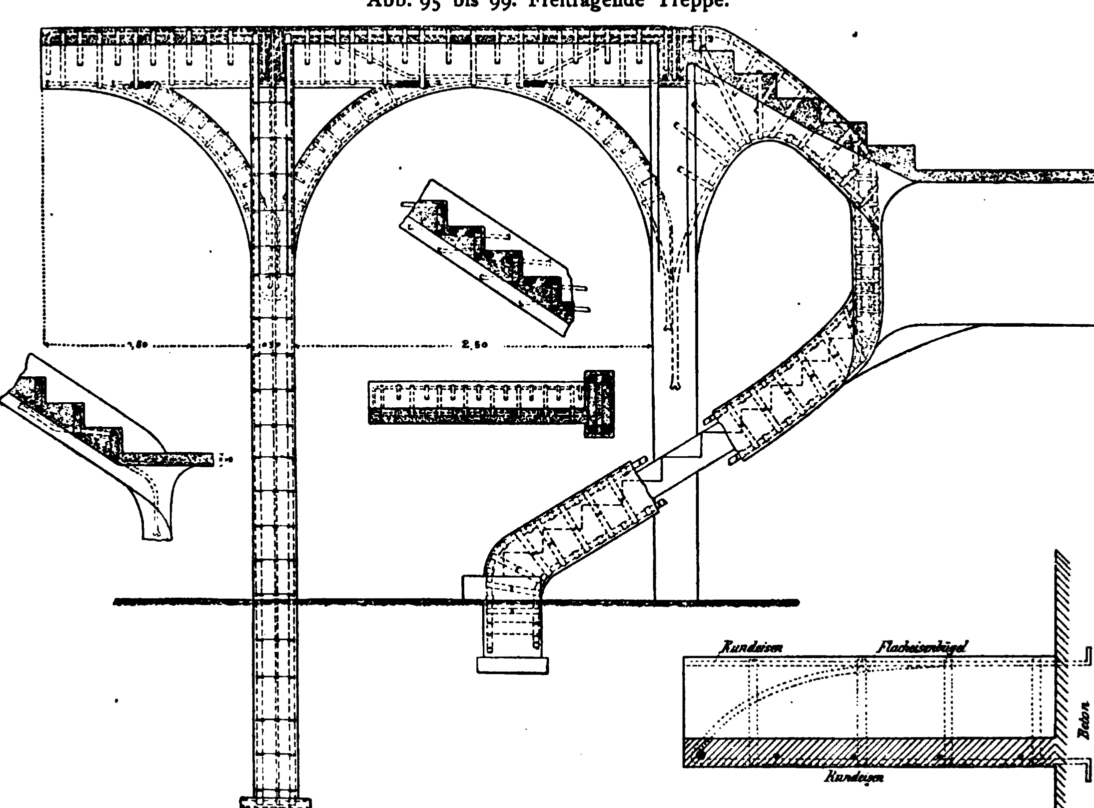


Abb. 99. Konsolartige Armierung.

§ 23. Dächer.

a) Das Pultdach. Die einfachste Art der Dachausführung in Eisenbeton ist das Pultdach. Hier besteht die ganze Anordnung nur in einer ebenen oder gewölbten, eventuell durch Rippen oder Balken verstärkten Platte, deren Herstellung und Armierung genau nach den früher gegebenen Regeln erfolgt. Besondere Erwähnung verdient die Art der Abdeckung dieser dem Einfluß von Temperatur- und Witterungsverhältnissen besonders ausgesetzten Bauteile. Sollten diese ohne jeden Schutz bleiben, so würden ohne Frage sehr bald Risse entstehen, die das Dach undicht machten. Man verwendet deshalb gegenwärtig meist eine 10—15 cm starke Lage von Kies, Schlacken usw. und sucht diese nach Möglichkeit feucht zu halten. Andere bringen zuerst eine 5—6 cm starke Sandschicht und auf diese eine 7—8 cm starke Kiesschicht auf. Vielfach verwendet man z. Z. auch den sog. Holzzement, der, wie bekannt, aus einer undurchdringlichen, dehnbaren Masse besteht, die mehrere Lagen stark auf Papier aufgebracht wird. Zwischen diesen und den Beton bringt man zweckmäßig eine dünne Sandschicht.

HENNEBIQUE empfiehlt bei Ausführung von Dächern noch folgende Vorsichtsmaßregeln: a) die Zwischenplatten sind nach beiden Richtungen hin mit Einlage zu versehen, da hierdurch die Rissebildung bedeutend eingeschränkt wird. b) In Abständen von 15—20 m sind Ausdehnungsfugen von 2—3 mm Breite vorzusehen, die mit Asphalt oder Pixolin, d. i. eine Mischung von Teer und pechartigen Stoffen, ausgefüllt werden. c) Etwaige Rippen oder Träger sind auch in der Druckzone mit Einlage zu versehen;

außerdem ist die Beanspruchung des Betons geringer als bei Decken zu wählen. d) Jede Einspannung an den Mauern ist zu vermeiden; hier sind vielmehr Gleitfugen vorzusehen, die eine freie Ausdehnung ermöglichen. Diese Vorsichtsmaßregeln sind ohne Frage von großer Bedeutung und sollten überall beachtet werden (vgl. auch § 28, d: Temperatureinflüsse).

b) Sattel- und Walmdächer. Alles bisher über die Flachdächer Gesagte gilt auch bei Herstellung von Sattel- oder Walmdächern. Auch hier sind es wieder die gewöhnlichen Arten der Deckenplatten, die entweder durch Eisenträger oder aber durch Rippen bzw. Balken aus Eisenbeton gestützt werden. Als Schutz gegen Temperatureinflüsse kann man jedoch keine Sand- oder Kiesschicht vorsehen, da hierzu die Neigung der Dachflächen meist zu steil ist. Man wählt deshalb hierfür zweckmäßig die sonst gebräuchlichen Eindeckungen. So kann man Ziegeldach auf einbetonierten Holzleisten befestigen. Einfacher ist es noch, Schiefer zu verwenden, denn hier können die einzelnen Schiefer direkt auf den Beton, der mit einer Beimischung von Schlacken gebildet wird, aufgenagelt werden. Für gewerbliche Anlagen empfiehlt sich außerdem die Verwendung von Papier, Pappe oder Filz, die mit Teer oder Asphalt getränkt werden.

Bezüglich der vorzunehmenden Teilungen und Einzelheiten geben die Abb. 100 bis 107 ein Beispiel. Das 48,0 m lange und 18,0 m breite Gebäude ist vollständig in Eisenbeton eingedeckt und zu beiden Seiten des Firstes mit Oberlichtern versehen. Die Plattenbalkendecke wird von den Umfassungen und zwei Säulenreihen getragen. Letztere sind von Eisenbeton hergestellt und auf 2,2 m im Quadrat großen Grundplatten gegründet. Die Deckenträger liegen in Abständen von 4,8 m und werden durch senkrecht dazu angeordnete Nebenträger in Abständen von 1,65 m belastet. Bei Annahme von 500 kg Nutzlast für das Dachgeschoß ergaben sich die Abmessungen für die Hauptbalken zu 60 cm Höhe und 35 cm Breite, für die Nebenträger zu 35 cm Höhe und 15 cm Breite. Die dazwischen gespannten Deckenplatten haben eine Stärke von 6 cm.

Abb. 100 bis 107. Walmdach in Eisenbeton.

Abb. 100 Grundriß.

Das Walmdach, dessen Grundriß durch Abb. 100 dargestellt wird, ist nach allen Seiten unter 30° geneigt. Die Anordnung der Balken geschah dabei ähnlich wie bei der eben besprochenen Decke. Die Abmessungen derselben konnten jedoch kleiner werden, da hier das Eigengewicht infolge Verwendung von Schlackenbeton wesentlich vermindert wurde. Nur 2 Sparren *a* gehen bis zum First und sind in ihrem oberen

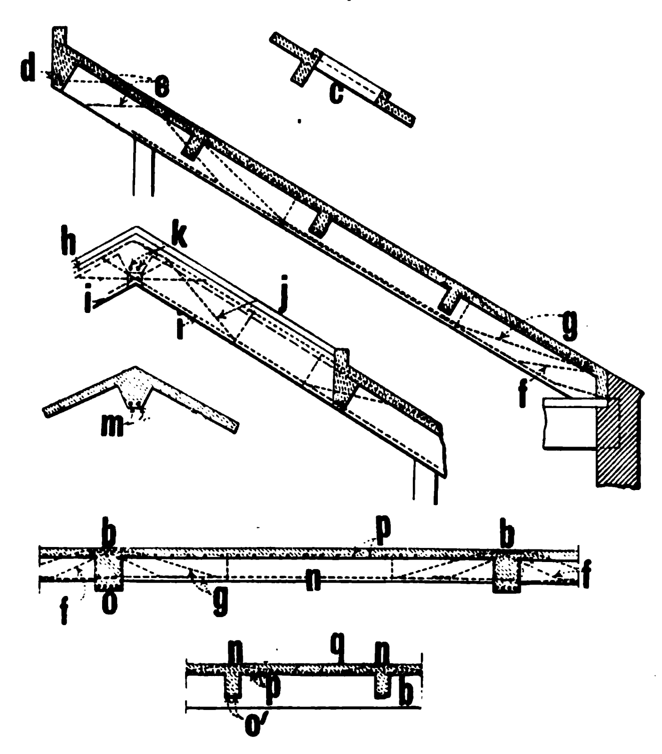
Teil mit einer besonderen 10 mm starken Einlage versehen. Alle übrigen Sparren *b* reichen nur bis an den Wechselbalken *d* des Oberlichtes und sind nach Abb. 103



Abb. 101. Innenansicht.



Abb. 102 bis 107. Einzelheiten.



armiert; *d*, *e*, *f* und *g* sind Einlagestäbe von 22 mm Durchmesser. Die Entfernung der Pfetten, die 28 cm hoch und 15 cm breit sind, beträgt 1,65 m.

Abb. 105 zeigt einen Schnitt durch die Gratsparren *l*, in den 2 Stäbe *m* von 29 mm Durchmesser eingelegt sind. Abb. 106 und 107 endlich veranschaulichen die Anordnung der Einlagen in den Pfetten *n* und den einzelnen Feldern des Daches. Die Einlage der Platten besteht aus 6 mm starken Stäben, die in der Richtung der Dachneigung 17,5 cm Abstand und rechtwinklig dazu 30 cm Abstand haben. Der Beton wurde ziemlich trocken aufgebracht und wegen der Befestigung der Schiefer noch mit einer 6 mm hohen Mörtelschicht von 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen gesiebter Kohlenschlacke versehen.

c) **Das Wölbdach.** Eine besondere Dachform bildet außerdem das Wölbdach nach Monierart (Abb. 108). Diese gewölbten Formen wurden schon bis 25 m Spann-

weite ausgeführt und zwar zeigten die einzelnen trotz verschiedener Bedenken bisher keinerlei Mängel. Allerdings ist auch hier besonders darauf zu achten, daß eine genügende Beweglichkeit der einzelnen Teile möglich ist, da gerade bei diesen, der unmittelbaren Temperatureinwirkung ausgesetzten Bauteilen bedeutende Formänderungen eintreten. Die Pfeilhöhe beträgt gewöhnlich $\frac{1}{6}$—$\frac{1}{8}$ der Spannweite.

Zur Aufnahme des oft bedeutenden Horizontalschubes legt man an den Kämpfern gewöhnlich ⊔-Profile ein, die durch angeschraubte oder angenietete Zugstangen verbunden werden. Das Dach selbst wird nach erfolgter Zementierung meist mit Asphalt- oder Dachpix-Pappe überzogen oder auch nur mit einem Dachpixanstrich versehen. Um das durch Dünste oder Dämpfe bedingte Abtropfen zu verhindern, bringt man oftmals eine Isolierung aus Korkplatten oder Gipsdielen mit doppelter Dacheindeckung auf. Außerdem ist in solchen Fällen für gute Lüftung Sorge zu tragen.

Ebenso wie bei den Decken und Treppen ist auch für Dächer die weitgehendste Verwendung von Eisenbeton nur zu empfehlen, denn die Feuersicherheit dieser Bauwerke ist eine nahezu unbegrenzte.

Asphalt-Pappe.
5,0 m
Isolierung

Abb. 108. Wölbdach nach Bauart Monier.

E. Die praktische Ausführung.

Auch hier sollen vor Besprechung der Einzelheiten die einschlägigen Bestimmungen, die nach Verordnung des Königl. Preuß. Ministeriums bei den Bauausführungen zu beachten sind, angeführt werden. Obwohl diese für die übrigen deutschen Staaten nicht direkt maßgebend sind, stimmen sie in den Hauptpunkten doch mit den verschiedenen Baupolizeiverordnungen überein.

§ 24. Allgemeine Vorschriften.

a) Prüfung. 1. Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsuchung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, das ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle wichtigen Einzelheiten zu ersehen sind.

Falls sich der Bauherr oder Unternehmer erst im Verlauf der Ausführung des Baues für die Eisenbetonbauweise entscheidet, hat die Baupolizeibehörde darauf zu halten, daß die vorbezeichneten Unterlagen für die Prüfung der in Eisenbeton auszuführenden Bau-

teile rechtzeitig vor dem Beginn ihrer Ausführung beigebracht werden. Mit der Ausführung darf in keinem Fall vor erteilter Genehmigung begonnen werden.

2. In der Beschreibung ist der Ursprung und die Beschaffenheit der zum Beton zu verwendenden Baustoffe, ihr Mischungsverhältnis, der Wasserzusatz, sowie die Druckfestigkeit, die der zu verwendende Beton aus den auf der Baustelle zu entnehmenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis nach 28 Tagen in Würfelkörpern von 30 cm Seitenlänge erreichen soll, anzugeben. Die Druckfestigkeit ist auf Erfordern der Baupolizeibehörde vor dem Beginn durch Versuche nachzuweisen.

3. Der Beton soll nach Gewichtseinheiten gemischt werden; als Einheit hat der Sack = 57 kg oder das Faß = 170 kg Zement zu gelten. Die Zuschläge können entweder zugewogen oder in Gefäßen zugemessen werden, deren Inhalt vorher so zu bestimmen ist, daß sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht.

4. Die Vorlagen sind von dem Bauherrn, dem Unternehmer, der den Entwurf aufgestellt hat, und demjenigen, der die Ausführung bewirkt, zu unterschreiben. Ein Wechsel in der Person des ausführenden Unternehmers ist der Polizeibehörde sofort mitzuteilen.

Die Eigenschaften der zum Beton zu verwendenden Baustoffe sind erforderlichenfalls durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt nachzuweisen. Diese Zeugnisse dürfen in der Regel nicht älter als ein Jahr sein.

Es darf nur Portlandzement verwendet werden, der den preußischen Normen entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit, sowie über Zug- und Druckfestigkeit enthalten. Von der Raumbeständigkeit und Bindezeit hat sich der Ausführende durch eigene Proben zu überzeugen.

Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung und zu dem beabsichtigten Verwendungszwecke geeignet sein. Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß das Einbringen des Betons und das Einstampfen zwischen den Eiseneinlagen und zwischen der Schalung und den Eiseneinlagen noch mit Sicherheit und ohne Verschiebung der Eisen möglich ist.

Das Verfahren der statischen Berechnung muß mindestens dieselbe Sicherheit gewähren, wie die Berechnung nach den Leitfäden des Architekten- und Ingenieur-Vereins und nach dem Rechnungsverfahren mit Beispielen der ministeriellen Bestimmungen. Dies ist auf Erfordern von dem Unternehmer nachzuweisen.

Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung von dem Ausfalle vorzunehmender Probeausführungen und Belastungsversuche abhängig machen. Die Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

b) Ausführung. Die Baupolizeibehörde kann die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Prüfungsanstalt oder in einer sonst ihr geeignet scheinenden Weise feststellen, sowie eine Festigkeitsprüfung des aus ihnen hergestellten Betons vornehmen lassen. Die Prüfung der Festigkeit kann auch auf der Baustelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit durch eine amtliche Prüfungsanstalt bescheinigt ist, erfolgen.

Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfelform von 30 cm Seitenlänge erhalten. Die Probekörper sind mit der Bezeichnung des Anfertigungstages zu versehen, durch ein Siegel zu kennzeichnen und bis zu ihrer Erhärtung nach Anweisung der Baupolizeibehörde aufzubewahren.

Der Zement ist in der Ursprungspackung auf die Verwendungsstelle anzuliefern.

Das Mischen des Betons muß derart erfolgen, daß die Menge der einzelnen Bestandteile dem vorgesehenen Mischungsverhältnis stets genau entspricht und jederzeit leicht gemessen werden kann. Bei Benutzung von Meßgefäßen ist die Füllung zur Erzielung möglichst gleichmäßig dichter Lagerung in stets gleicher Weise zu bewirken.

Die Verarbeitung der Betonmasse muß in der Regel sofort nach ihrer Fertigstellung begonnen werden und vor Beginn ihres Abbindens beendet sein.

Die Betonmasse darf bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler oder nasser Witterung nicht länger als zwei Stunden unverarbeitet liegen bleiben. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen wie Sonne, Wind und starker Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaufeln.

Die Verarbeitung der eingebrachten Betonmasse muß stets ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden.

Die Betonmasse ist in Schichten von höchsten 15 cm Stärke einzubringen und in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße durch Stampfen zu verdichten. Zum Einstampfen sind passend geformte Stampfen von angemessenem Gewicht zu verwenden.

Die Eiseneinlagen sind vor der Verwendung sorgfältig von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien. Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daß die Eiseneinlagen die richtige Lage und Entfernung voneinander, sowie die vorgesehene Form erhalten, durch besondere Vorkehrungen in ihrer Lage festgehalten und dicht mit besonderer, entsprechend feinerer Betonmasse umkleidet werden. Liegen in Balken die Eisen in mehreren Lagen übereinander, so ist jede Lage für sich zu umkleiden. Unterhalb der Eiseneinlagen muß in Balken noch eine Betonstärke von mindestens 2 cm, in Platten von mindestens 1 cm vorhanden sein.

Die Schalungen und Stützen der Decken und Balken müssen vollkommenen Widerstand gegen Durchbiegung und ausreichende Festigkeit gegen die Einwirkungen des Stampfens bieten. Die Schalungen sind so anzuordnen, daß sie unter Belassung der bis zur völligen Erhärtung des Betons notwendigen Stützen gefahrlos entfernt werden können. Zu den Stützen sind tunlichst nur ungestoßene Hölzer zu verwenden. Sind Stöße unvermeidlich, so müssen die Stützen an den Stoßstellen fest und sicher verbunden werden.

Verschalungen von Säulen sind so anzuordnen, daß das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schließenden Seite erfolgen und genau beobachtet werden kann.

Von der Beendigung der Einschalung und dem beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten in jedem einzelnen Geschosse ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

Die einzelnen Betonschichten müssen tunlichst frisch auf frisch verarbeitet werden; auf alle Fälle ist die Oberfläche der älteren Schicht aufzurauhen.

Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muß die alte Oberfläche aufgerauht, sauber abgekehrt, angenäßt und unmittelbar vor Aufbringung neuer Betonmasse mit einem dünnen Zementbrei eingeschlemmt werden.

Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung in dem höheren Geschoß erst nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den darunter liegenden Geschossen begonnen werden. Vor der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoß ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Nachricht zu geben.

Bei Frostwetter darf nur in solchen Fällen gearbeitet werden, wo schädliche Einwirkungen des Frostes durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen sind. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden.

Nach längeren Frostzeiten darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde eingeholt ist.

Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen; sowie vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren.

Die Fristen, die zwischen der Beendigung des Einstampfens und der Entfernung der Schalungen und Stützen liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung der Balken, die Einschalung der Stützen, sowie die Schalung von Deckenplatten darf nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu sechs Wochen zu verlängern.

Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen so weit vorgeschritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen.

Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützen besondere Vorsicht zu beachten.

Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, daß die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die oben genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen, wie Keile, Sandtöpfe u. dgl., Erschütterungen vermieden werden.

Von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeibehörde rechtzeitig, und zwar mindestens drei Tage vorher, Anzeige zu machen.

Über den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen und auf der Baustelle stets zur Einsichtnahme bereit zu halten. Frosttage sind darin unter Angabe der Kältegrade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.

c) Abnahme. Bei der Abnahme müssen die Bauteile an verschiedenen, von dem abnehmenden Beamten zu bestimmenden Stellen freiliegen, so daß die Art der Ausführung zu erkennen ist. Auch bleibt es vorbehalten, die einwandfreie Herstellung, den erreichten Erhärtungsgrad und die Tragfähigkeit durch besondere Versuche festzustellen.

Bestehen über das Mischungsverhältnis und den Erhärtungsgrad begründete Zweifel, so können Proben aus den fertigen Bauteilen zur Prüfung entnommen werden.

Werden Probebelastungen für nötig erachtet, so sind diese nach Angabe des abnehmenden Beamten vorzunehmen. Dem Bauherrn und dem Unternehmer wird rechtzeitig davon Kenntnis gegeben und die Beteiligung anheim gestellt. Probebelastungen sollen erst nach 45 tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden.

Bei der Probebelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermaßen zu verfahren. Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit g das Eigengewicht und mit p die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von $0{,}5\,g + 1{,}5\,p$ nicht übersteigen.

Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/qm können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in der Deckenmitte gleichmäßig auf einen Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber 1 m ist. Die Auflast soll hierbei den Wert von $g + 2p$ nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fußböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die in § 9, d, 3 (Leitsätze für die statische Berechnung) aufgeführten erhöhten Werte.

Bei Probebelastungen von Stützen ist ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Maß überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten.

§ 25. Die Betonbereitung. Die nach den bereits früher besprochenen Gesichtspunkten ausgewählten Baustoffe werden entweder durch Hand oder auf maschinellem Wege gemischt. Dem zweiten Verfahren ist dabei in jeder Beziehung der Vorzug zu geben, da diese Mischungen immer gleichmäßiger werden und durch die ununterbrochene Herstellung viel Zeit gespart werden kann. Die Betonbereitung durch Hand wird sich deshalb nur dort empfehlen, wo kleinere Mengen erforderlich sind und die Verarbeitung oft unterbrochen werden muß. Da aber gerade der zuletzt genannte Umstand bei Eisenbetonbauteilen oft eintritt, findet man hier die Handmischung trotz der angeführten Nachteile noch ziemlich oft, während für reine Betonbauten fast ausnahmslos Maschinenmischung angewandt wird.

Für die Betonmischung durch Hand ist eine besondere, genügend große Mischbühne herzustellen, auf die zunächst der trockene Sand und Zement gebracht wird. Beide Stoffe werden nun ohne Wasserzusatz innig gemischt und erst dann wird das vorher gut angefeuchtete Stein- oder Kiesmaterial zugegeben. Nachdem auch dieses in genügender Weise untermengt ist, wird allmählich das erforderliche Wasser zugeführt und die Mischarbeit solange fortgesetzt, bis alle Rohstoffe gleichartig verteilt und mit Zement umhüllt sind. Die Menge des Wassers, die beizugeben ist, hängt im wesentlichen von der Temperatur ab und ist deshalb ziemlich verschieden. Nach Ansicht einzelner Praktiker empfiehlt es sich, der Mischung möglichst wenig Wasser beizugeben, da durch zu große Nässe poröser Beton entsteht, der bezüglich seiner Form und Festigkeit weniger gut ist als trockener, sog. erdfeuchter. Anderseits ist aber auch zu beachten, daß zu trockener Beton nur unvollständig und unregelmäßig abbindet.

Um festzustellen, ob der Wasserzusatz genügend ist, nimmt man gewöhnlich etwas Beton und ballt ihn in der Hand zusammen, dabei muß sich das Wasser an der Oberfläche zeigen und der Ballen nach Öffnen der Hand seine Form behalten. Im allgemeinen empfiehlt es sich, dem Eisenbeton etwas mehr Wasser zuzugeben als dem gewöhnlichen Beton, da er hierdurch formbarer wird und sich besser an die Einlagen anschmiegt.

Bei der Maschinenmischung findet gegenwärtig eine große Anzahl verschiedener Systeme Verwendung. Gewöhnlich sind diese zwar fast alle zweckentsprechend, doch zeigen einzelne immerhin solche Unvollkommenheiten, daß sich beim Ankauf besondere Sorgfalt empfiehlt. So wird man dort, wo möglichst bequeme und schnelle Platzveränderung erwünscht ist, immer direkt fahrbare Maschinen verwenden, wie sie z. B. von der Firma Gauhe, Gockel & Co. in Oberlahnstein in den Handel gebracht werden. Für größere Massen wird man dagegen besser feststehende Maschinen mit besonderer Lokomobile und möglichst selbsttätiger Materialzuführung wählen. Die Herstellung der Mischungen erfolgt auch hier in derselben Weise wie von Hand. Es ist also besonders darauf zu achten, daß die Materialien zunächst trocken gemischt werden und nur die gröberen Kies- und Steinteile angefeuchtet beigegeben werden, da sie sonst das Mischwasser zum größten Teil allein aufsaugen würden.

Alle Mischungen, gleichviel ob durch Hand oder Maschine hergestellt, sind sofort nach ihrer Fertigstellung zu verarbeiten, weshalb man nie zu große Mengen auf einmal mischen darf.

§ 26. Das Zurichten der Eiseneinlagen. Mit derselben Sorgfalt wie die Betonmischung bereitet und eingebracht wird, müssen auch alle Eiseneinlagen vorbereitet werden. Es ist deshalb in jedem Falle genau darauf zu achten, daß alle notwendigen Abbiegungen und Verbindungen den aufzunehmenden Kraftrichtungen entsprechend hergestellt werden. Damit dies aber ohne Verzögerungen erfolgen kann, ist es empfehlenswert, alle gekrümmten Einlagen schon bei der Projektbearbeitung besonders heraus zu zeichnen, und mit genauen Maßangaben zu versehen.

Ist für einfache Bauteile keine Verbindung zwischen den einzelnen Stücken der Einlage erforderlich, so beschränkt sich das Zurichten der Stäbe in der Regel auf ziemlich einfache Arbeiten, die man zumeist auf der Baustelle selbst vornimmt. Sind nur kleine Durchmesser vorhanden, so kann das Eisen in einfacher Weise mit Hilfe einer Gabelschere, die nach Art der Blechschere arbeitet, geschnitten werden. Größere Querschnitte schneidet man dagegen mit dem Meißel ab, und zwar in kalten oder bei sehr kräftigen Eisen in warmen Zustande.

Sollen die Enden der Stäbe zur Erhöhung der Haftfestigkeit hakenförmig umgebogen werden oder sind sonstige größere Abbiegungen notwendig, so können diese mit dem aus den Abb. 109 u. 110 ersichtlichen äußerst einfachen Apparat durchgeführt werden. Dieser besteht aus einem sog. Biegetisch, der in einfachster Form durch eine oder mehrere Pfosten gebildet wird, auf denen in entsprechenden Abständen Eisenbolzen befestigt werden. Zwischen diese Bolzen werden die einzelnen Eisenstäbe geführt und durch Hand in die gewünschte Form gebracht. Auf solche Weise lassen sich Stäbe bis zu 30 mm Stärke leicht biegen, während für größere Durchmesser die sog. Schraubenpresse (Abb. 111 u. 112) oder die besonders zu diesem Zweck konstruierte Biegemaschine benutzt wird. Die letztere eignet sich dabei besonders dort, wo große Mengen gleichartig gebogener Stäbe notwendig sind.

Abb. 109 u. 110. Apparat zum Abbiegen der Stäbe.

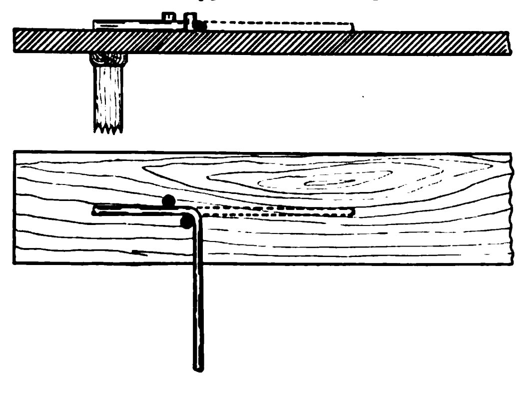
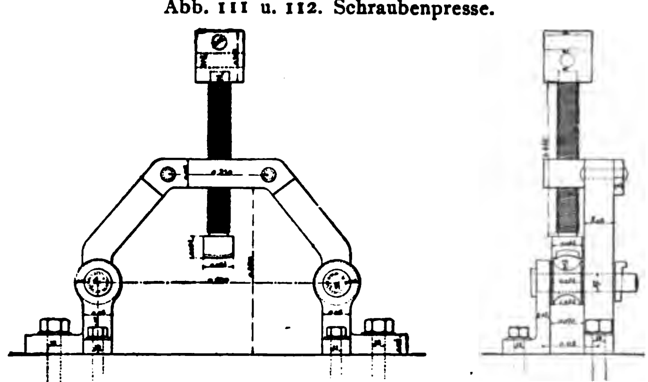


Abb. 111 u. 112. Schraubenpresse.



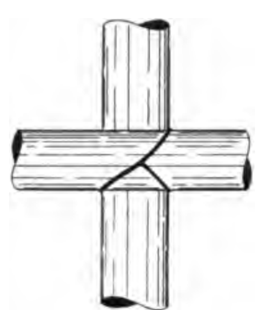
Bei Stäben mit kleinen Durchmessern, die nur geringe Krümmung erhalten, kann man diese eventuell direkt über dem Gerüstbogen ausführen. Nicht zulässig ist es aber, daß die Biegung durch das Gewicht des Betons bewirkt wird. Wenn dies bei einzelnen Ausführungen trotzdem geschieht, so ist es als ein Fehler in der Herstellung zu betrachten, denn der Beton wird durch die Elastizität der Eisenstäbe in seinem Abbinden gehindert.

Genügt die handelsübliche Länge der Stäbe nicht, wird also ein Stoß nötig, so sollte man sich bei stärker beanspruchten Stäben nicht mit einfacher Drahtverbindung begnügen, sondern die Enden, falls Zugspannungen aufzunehmen sind, mit einer Muffe zusammenfassen. In einzelnen Fällen wird man indessen doch ohne solche auszukommen suchen; dann sind die Enden aber soweit aneinander vorbeizuführen, daß die geringere Festigkeit an dieser Stelle dadurch sicher ersetzt wird. Sind nur Druckspannungen aufzunehmen, so genügt das Überschieben eines Gasrohres.

Im allgemeinen können die Eiseneinlagen in ihrer Beschaffenheit ohne besondere Reinigung in den Beton eingebracht werden, es ist also nicht notwendig, den festliegenden Rost zu entfernen. Nur dort, wo lose Krusten vorhanden sind, müssen diese beseitigt werden.

Alle Verbände zwischen den Stäben werden in der Regel durch $\frac{3}{4}$ bis 1 mm starke, einfache oder doppelte Eisendrähte hergestellt (Abb. 113). Der Draht wird dabei um die Stäbe gewunden und mit der Zange zusammengedreht. Sind stärkere Querverbindungen notwendig, so ist es zweckmäßig, auf dem Bauplatz eine Stanzmaschine aufzustellen, die auch für das Zuschneiden der Stäbe und Bügel eingerichtet ist.

Abb. 113. Verbindung der Stäbe bei der MONIER-Bauweise.



Außer den runden oder profilierten Stäben kommen bei verschiedenen Bauweisen, wie schon früher erwähnt, noch besondere Einlagen zur Verwendung, die ein besonderes Zurichten erfordern. Dies ist namentlich bei den Geweben oder eisernen Gitterwerken der Fall. Neuerdings erhält man jedoch auch diese Gewebe fertig im Handel und es hat nur das Anbringen derselben von sachkundiger Hand zu erfolgen.

Manche Bauweisen besitzen wiederum eine Eiseneinlage, deren Einzelteile so miteinander verbunden sind, daß sie eine eigene Tragfähigkeit besitzen (vgl. MELAN u. a). Bei diesen erfordert der Aufbau des Gerippes naturgemäß bedeutend mehr Arbeit. Im allgemeinen gleicht diese Herstellung in ihrem Wesen dem gewöhnlichen Eisenbau.

§ 27. Die Schalungen.

a) Allgemeines. Bei den verschiedenen Bauausführungen stellt man entweder alle Konstruktionen an Ort und Stelle selbst her, oder man fertigt gewisse Teile, oftmals auch alle Einzelbestandteile, schon vorher auf einem besonderen Werkplatz an. Im letzten Fall werden die Stücke erst dann nach der Baustelle gebracht, wenn sie genügend alt sind und nicht allein den Transport und ihr eigenes Gewicht, sondern auch das Gewicht der Rüstungen und Materialien, die für den weiteren Ausbau erforderlich sind, aushalten können.

Bei Bauten von größerem Umfang wird man indessen die Herstellung am Platze selbst vorziehen und nur besondere Teile, die auf dem Werkplatz fabrikmäßig hergestellt werden, fertig auf die Baustelle bringen. In diesem Fall macht sich die Ausführung eines besonderen Gerüstes, das zur Aufnahme des lose aufgebrachten Betons dient, notwendig.

Die Herstellung dieser Schalungen und Lehrgerüste erfolgt im wesentlichen nur nach praktischen Überlegungen und Gesichtspunkten, da man bis jetzt keine allgemein gültigen Regeln hierfür kennt. Für alle Anordnungen ist es jedoch empfehlenswert, nachstehende Grundsätze zu beachten.

a) Schalungen müssen genügende Tragfähigkeit und Steifigkeit besitzen, damit sie ohne größere Formveränderungen das Gewicht des Betons, die Wirkung des Stampfens und die bei der Arbeit beschäftigten Leute tragen.

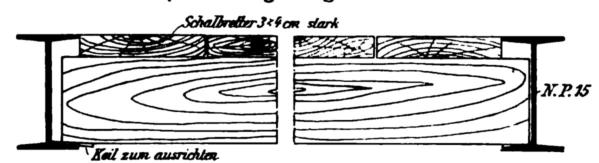
b) Sie müssen ferner das Ausrüsten ohne besondere schwierige Handarbeit gestatten und in allen Teilen leicht zu stützen und zu befestigen sein. Die mit dem Beton in Berührung kommenden Flächen sollen so glatt und dicht als möglich sein, damit das Glätten des fertigen Bauwerkes auf ein Mindestmaß beschränkt wird.

Die Schalungen selbst wird man in den meisten Fällen aus Holz herstellen. Hierbei sind die Bretter, die den Beton direkt aufnehmen, so zu verlegen, daß sie sich unter dem Einfluß der Betonfeuchtigkeit ausdehnen können.

b) Platten. Für gewöhnliche Decken zwischen I-Trägern bringt man die Brettschalung, falls keine Vouten vorhanden sind, auf Querhölzern unter, die zwischen die Träger geklemmt werden (Abb. 114).

Hat die Decke Gewölbe- oder Voutenform, so sind die Querträger (eiserne oder hölzerne Biegen) nach der verlangten Form zu schneiden.

Abb. 114. Schalung für gewöhnliche Decken.



Die Holzbiegen lagert man dabei auf besondere Rahmen, während die eisernen wenn möglich mit Hilfe von Haken oder Krempen an den unteren Trägerflanschen befestigt bzw. aufgehängt werden (Abb. 115 bis 118).

Vielfach verwendet man auch besonders konstruierte Gerüsteisen, die das Anbringen und Ausrüsten der Deckenschalung wesentlich erleichtern und zudem für verschiedene Trägerweiten anwendbar sind. Abb. 119 z. B. zeigt die Hängeeisen, die in gewissen Abständen über die Träger gehängt und von oben verschraubt werden. In diese Eisen schiebt man Traghölzer von beliebiger Länge, auf die bei großen Spannweiten Querbalken mit aufliegender Schalung gebracht werden. Bei kleineren Weiten dagegen verlegt man die Schalung direkt auf die Tragbalken. Das Ausschalen geschieht dabei in einfacher Weise durch Lösen der Schraubenmuttern.

Abb. 115 u. 116. Schalung für gewölbte Decken.

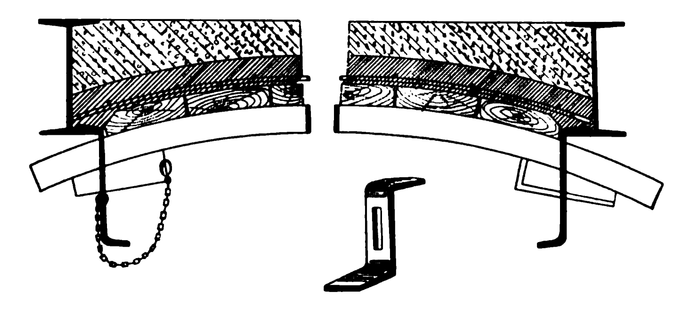
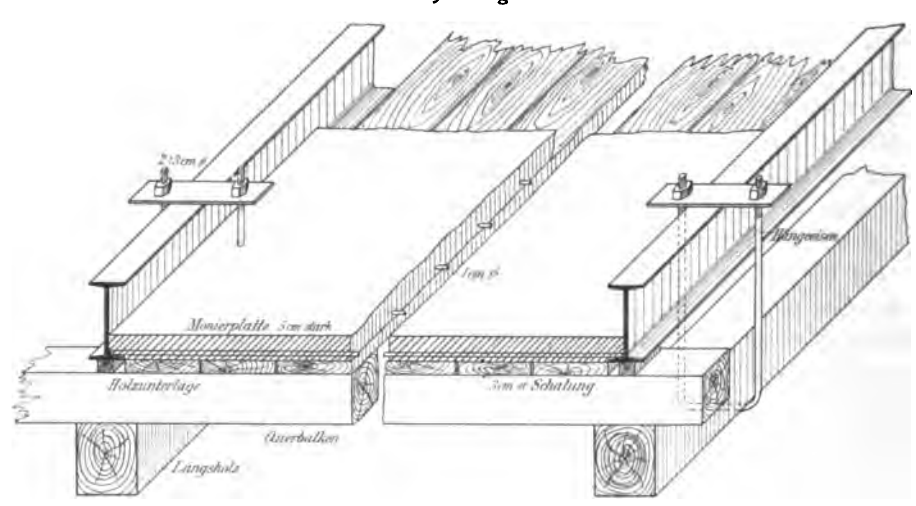


Abb. 117 u. 118. Auf eisernen Querträgern liegende Holzschalung.



Um ein Haften des Zementes an der Schalung zu

Abb. 119. Hängeeisen.



vermeiden bestreicht man sie mit Seife oder Mineralöl, oftmals verwendet man hierzu auch Papier, Leinwand oder Jute. Durch diese Vorkehrungen wird das lästige Abkratzen der Schalung vermieden und auch an Zement zum Verputzen gespart. Nach den

bisherigen Erfahrungen ist es indessen nicht immer notwendig, solche Sicherheitsmaßregeln zu treffen, da sich die Sichtflächen bei sorgfältig hergestellter roher Schalung auch ohne diese eben und gleichmäßig herstellen lassen.

c) **Plattenbalken.** Für Plattenbalken wird die Einschalung zwar etwas umständlicher als für Platten, im allgemeinen gelten aber auch hier die angeführten Regeln. Zur Herstellung dieser Schalungen wählt man zumeist stärkere Bohlen, etwa 16 bis 18 cm breit und 4 bis 6 cm stark. Wenn nötig nagelt man in die unteren Ecken kleine Dreikantleisten, um dadurch das Abfasen des Balkens zu erreichen. Vielfach stellt man, nachdem die Pfeiler und Mauern zur Aufnahme der Balken und Decken fertig sind, die Balkenformen nur teilweise her (Abb. 120) und bringt den Beton und die Einlagen

Abb. 120 bis 123. Einschalung für Plattenbalken.

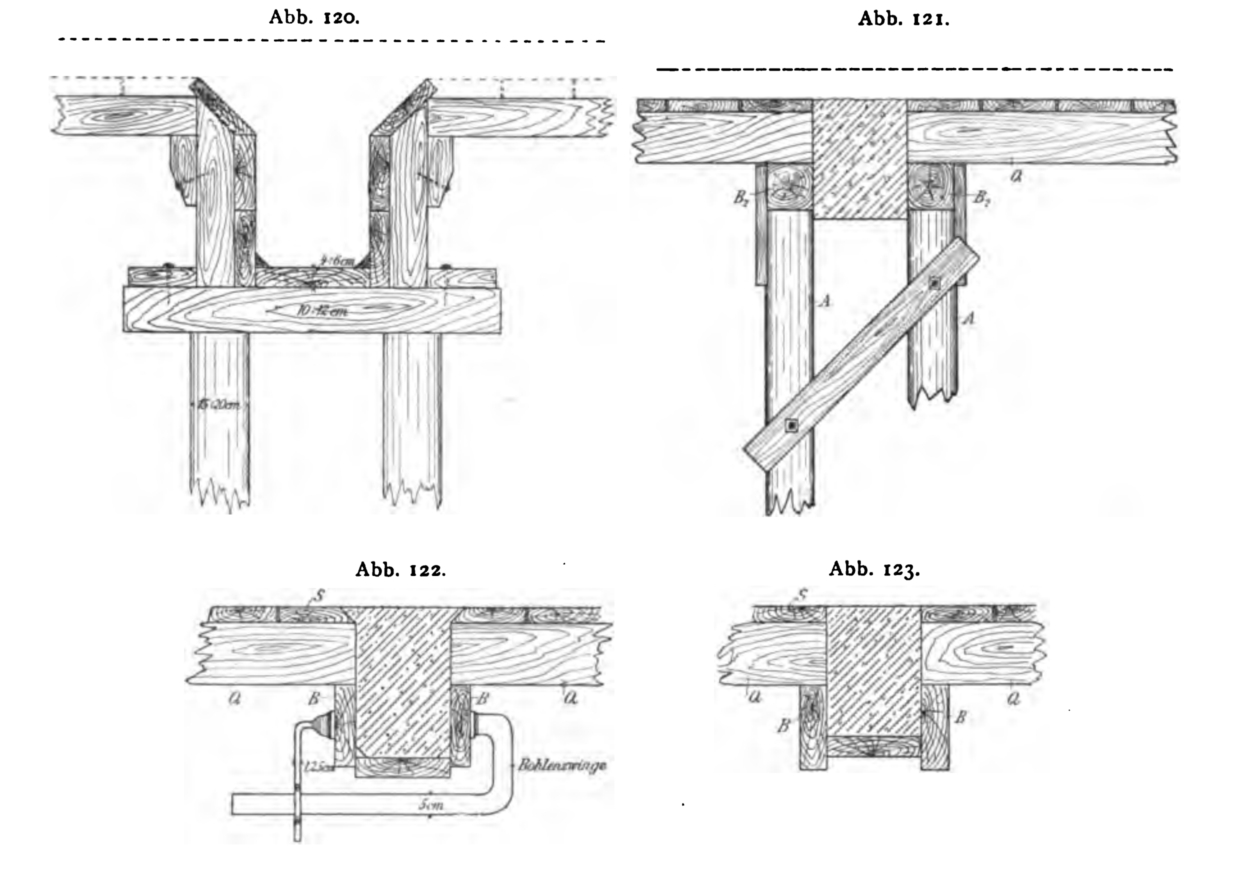


Abb. 120. Abb. 121. Abb. 122. Abb. 123.

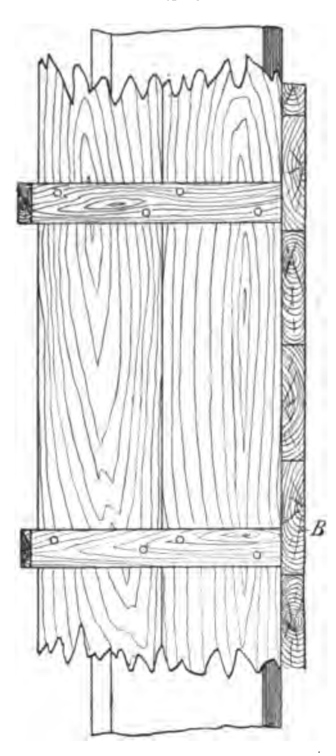
zunächst bis zur Unterkante der Platte ein. Hierauf beginnt erst die Einschalung der Platte selbst und zwar kann zu deren Befestigung die frühere teilweise verwendet werden. Hierbei ist jedoch vorausgesetzt, daß die Schalung der Balken erst nach Fertigstellung der Deckenplatte entfernt wird.

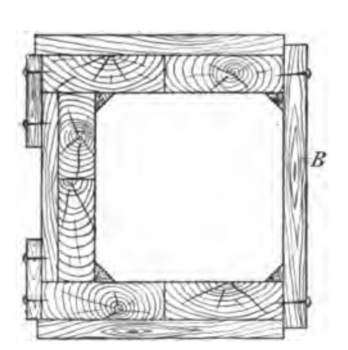
Soll dies früher geschehen, so ist die Schalung der letzteren gesondert auszuführen. Man stellt dann für 3 oder 4 Felder die Schalung her und verwendet diese wiederholt zu den übrigen Teilen. Die Befestigung kann hierbei an den bereits fertig gestellten Hauptträgern oder auch durch besondere Unterstützung geschehen. Im ersten Fall befestigt man 2 Längsbohlen B (Abb. 122 u. 123) mit Hilfe von Schraubenzwingen an den Balken und verlegt auf diese in 0,8 bis 1,2 m Abstand die Querträger Q, die endlich die Schalung S aufnehmen. Die Schalbohlen werden von den Balken nach der Mitte

zu verlegt; dort verbleibt ein Zwischenraum, der vielfach durch ein 2,0 bis 2,5 cm starkes Brett mit nach unten abgeschrägten Kanten ausgefüllt wird. Um dieses Brett in die verlangte Höhe zu bringen, sind Holzkeile unterzuschieben, die beim Ausschalen zuerst entfernt werden. Die Teile B_2 und Q können auch durch besondere Stützen A gehalten werden (Abb. 121).

Das Ausschalen der Deckenplatten kann 3 bis 4 Tage nach dem Einstampfen vorgenommen werden, doch soll man sich in jedem Fall vorher überzeugen, ob der Beton genügend erhärtet ist. Andernfalls bringt man nach dem Ausschalen noch eine Versteifung der Plattenmitte an, die einige Tage stehen bleibt. Auch die Haupt- und Nebenbalken schalt man gewöhnlich nach 3 bis 6 Tagen aus, doch wird man hier die Mitte zweckmäßig noch 2 bis 3 Wochen abstützen.

Abb. 124 u. 125. Einschalung für Pfeiler.



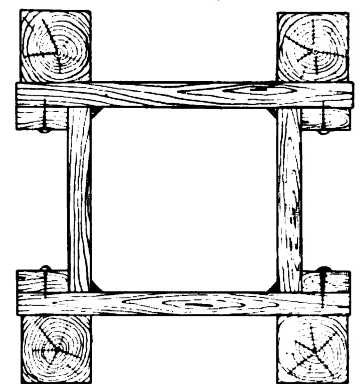


Die eben angegebene Art der Einschalung gestattet, daß die Decken und Balken stückweise hergestellt werden und daß das Material für die Schalung möglichst ausgenutzt werden kann. Als Nachteil derselben ist es zu bezeichnen, daß in den Konstruktionsteilen wagerechte Abbindefugen entstehen, die bezüglich der Festigkeit gefährlich werden können. Besonders zwischen Platte und Balken wird die Fuge einer Übertragung der dort bedeutenden Schubspannungen schädlich entgegenwirken.

Nach diesen Überlegungen erscheint es zweckmäßig, die Schalung für jedes Deckenfeld und alle Träger vor Beginn der Betonierung vollständig fertig zu stellen. Tatsächlich wird diese Ausführungsweise gegenwärtig trotz der größeren Kosten vielfach vorgezogen.

d) Pfeiler und Säulen. Für Pfeiler wird die Form vielfach an drei Seiten von durchgehenden, senkrechten Bohlen gebildet, die vom Boden bis zum Auflager der Deckenträger reichen (Abb. 124 u. 125). Die einzelnen Bohlen werden durch aufgenagelte Latten miteinander verbunden und wenn notwendig mit eisernen Schraubenbolzen zusammengehalten. Kleine Dreikantleisten, die einer etwa gewünschten Abfasung des Pfeilers entsprechen, werden an die Seiten der Form angenagelt und dienen außerdem zur Erhöhung der Standhaftigkeit der Schalung. Die letzte, vierte Seite wird beim Aufbau offen gelassen und entsprechend der Auffüllung des Pfeilers in Stücken von 40 bis 60 cm mit Hilfe der Bretter B, die man auf die Bohlen aufnagelt, geschlossen. Besonders zu beachten ist beim Aufstellen der lotrechte Stand der Formen und die genaue Entfernung der Säulen voneinander.

Abb. 126. Einschalung von Pfeilern.



Hat der Beton abgebunden, so kann die Schalung entfernt werden. Gewöhnlich genügen hierzu 24 bis 48 Stunden. In anderer Weise kann die Einschalung erfolgen, indem

man an den vier Ecken des zu errichtenden Pfeilers Ständer von Holz aufstellt und daran wagerechte Bohlenstücke nach Maßgabe der Ausführung nagelt (Abb. 126). Hierbei hat man den Vorteil, daß das Stampfen von allen vier Seiten des Pfeilers erfolgen kann, weshalb sich diese Art besonders für bedeutende Abmessungen eignet.

Ein Verfahren, wie es von einzelnen angewandt wird, nämlich die Schalung an allen vier Seiten vorher fertig zu stellen, dann den Beton nur einzuschütten und das Dichten dabei der Schwerkraft zu überlassen, ist nicht empfehlenswert, da hiermit niemals dieselbe Festigkeit wie durch Stampfen erreicht wird.

e) Mauern und Wände. Die Ausführung der Mauern und Wände deckt sich im wesentlichen mit derjenigen für Pfeiler. Zuweilen wird auch hier die aus zwei Holzwänden gebildete Schalung ganz fertig gestellt und der Beton eingegossen (geschüttet). Man klopft dabei gegen die vorher eingebrachten Einlagen, um ein möglichst gutes Setzen zu erzielen. Dieses Verfahren ist jedoch ebensowenig empfehlenswert als das oben erwähnte.

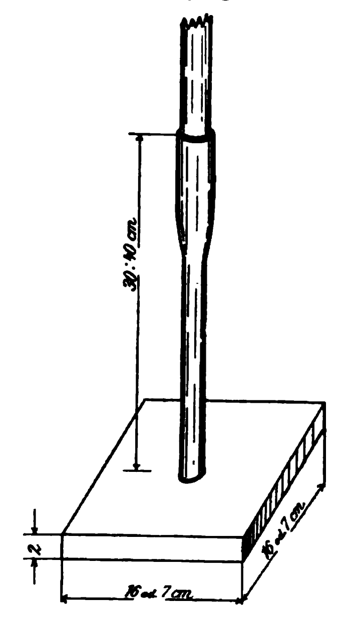
Im übrigen wird bei allen Ausführungen mit senkrechten Schalungen der Beton, wie bei den Decken, in wagerechten Schichten, deren Stärke nach dem Stampfen zwischen 5 und 15 cm betragen soll, aufgebracht. Das Stampfen selbst geschieht mit den weiter unten angegebenen Werkzeugen. Die Eiseneinlagen werden meist vorher eingebracht und eventuell durch provisorische Stützen in ihrer Lage gehalten.

Vielfach errichtet man schwache Wände der Bauweise MONIER, RABITZ und andere, indem man nur eine Bohlenwand aufstellt und auf diese die Betonschicht wie einen Verputz aufbringt. Der sehr dick angemachte Mörtel wird kräftig gegen die Schalung geworfen, während das Eisennetz gleichzeitig mittels Zangen gerüttelt wird. Sobald eine Lage gewisse Festigkeit erlangt hat, bringt man mit dem Reibebrett eine zweite, dann eine dritte und nötigenfalls weitere Lagen auf. Jede Schicht besitzt eine Stärke von etwa 1 cm. Das Ausschalen kann hierbei nach 4 bis 5 Tagen erfolgen.

§ 28. Regeln für die praktische Ausführung.

a) Das Verlegen der Einlagen. Besonders zweckmäßig erscheint es, wenn in gewöhnlichen Fällen zuerst die Schalung hergestellt und auf diese die ganze Einlage gebracht wird. Die letztere ist hierbei durch Drahtschlingen zu verbinden und durch entsprechende Unterlagen in ihrer richtigen Lage zu halten. Nachdem eine nochmalige Prüfung der genauen Verteilung stattgefunden hat, kann das Einbringen des Betons ohne Unterbrechung erfolgen. Als Nachteil dieser Ausführungsart ist es allerdings zu bezeichnen, daß das Stampfen bei ziemlich dicht lagernden Einlagen sehr behindert wird. Man ist deshalb in solchen Fällen manchmal auch gezwungen, zuerst eine Betonschicht einzubringen und in diese die Einlagen zu betten. Da es aber ziemlich schwierig ist, hierbei die genaue Lage der einzelnen Eisen zu sichern wird man nur im Notfalle zu dieser Ausführungsweise greifen.

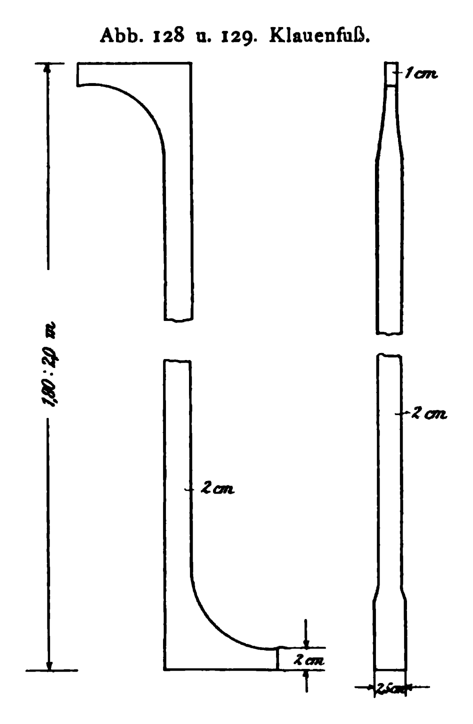
Abb. 127. Jungfer.



b) Das Stampfen des Betons. Das Stampfen der Betonmassen geschieht mit verschiedenen Werkzeugen. Das gebräuchlichste davon ist die sog. Jungfer, eine gußeiserne quadratische Platte von 16 cm Seitenlänge mit einem genügend langen Stiel (Abb. 127). Für kleinere Formen wählt man die Seitenlängen entsprechend geringer. Das Anstampfen der dicht lagernden Einlagen geschieht vielfach mit

Hilfe eines sog. Klauenfußes (Abb. 128 u. 129). Dieser wird durch einen etwa 2,0 m langen Eisenstab gebildet, der unten und oben mit 2,5 und 1 cm starken Köpfen versehen ist.

Abb. 128 u. 129. Klauenfuß.

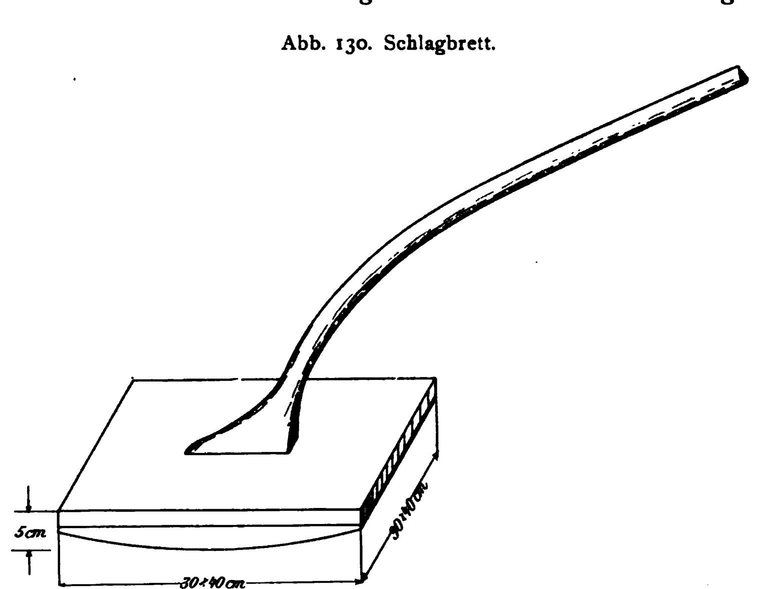


Bei einzelnen Ausführungen werden auch die beim gewöhnlichen Betonbau üblichen Stampfer verwandt. Diese verhältnismäßig schweren Werkzeuge eignen sich aber nur dort, wo der Beton nicht seitlich ausweichen kann. Für dünnere Deckenplatten und dergleichen benutzt man deshalb oft auch sog. Schlagbretter (Abb. 130). Hierbei wird vor allem die Erschütterung der Schalungen abgemindert und der Beton nur allmählich gedichtet.

Allgemein erhöht gutes Stampfen die Festigkeit des Betons ganz wesentlich. Es vermehrt ferner seine Dichtigkeit und beseitigt etwa überflüssiges Wasser. Das Stampfen hat deshalb gerade beim Eisenbeton noch eine besondere Bedeutung, denn nur hierdurch wird der dichte Anschluß des Betons an die Einlagen und damit die erforderliche Haftfestigkeit erreicht. Es empfiehlt sich deshalb, ganz besondere Sorgfalt darauf zu verwenden und auch bei Vergebung von Arbeiten gutes Stampfen, und das Einbringen des Betons in dünnen Schichten vorzuschreiben.

c) **Behandlung bereits abgebundener Arbeitsflächen.** Besondere Sorgfalt erfordern auch die durch Unterbrechung der Arbeit entstehenden Fugen. Hier empfiehlt es sich, den bereits abgebundenen Beton mit reiner Zementmilch abzuschlämmen und den frischen Beton möglichst kräftig anzustampfen. Vielfach bringt man auch eine besondere 1 cm starke Mörtelschicht (1 Teil Zement zu 1 Teil Sand) dazwischen und rauht die Flächen mit Spitzhämmern und dgl. auf. Da aber die betreffenden Fugen trotz dieser Vorsichtsmaßregeln schwache Stellen bleiben, wird man die Arbeitsunterbrechungen bei stark beanspruchten Bauteilen nach Möglichkeit beschränken. So empfiehlt es sich vor allem, in den einzelnen Plattenfeldern jede Unterbrechung zu vermeiden.

Abb. 130. Schlagbrett.



d) **Temperatureinflüsse.** Einen wesentlichen Einfluß auf die Güte und Dauer der Eisenbetonbauten haben auch die Temperaturverhältnisse während der Ausführung.

So beeinträchtigt z. B. Frost das Abbinden des Betons ganz wesentlich, obwohl er auf die endgültige Festigkeit weniger Einfluß hat. Besonders nachteilig ist aber zu große Hitze, da hierdurch dem Beton vielfach noch vor dem Abbinden das notwendige Wasser entzogen wird. Dadurch aber kann die Haltbarkeit des Betons außerordentlich vermindert werden. Mit Rücksicht darauf hat man auch bei der Einbringung und nach derselben darauf zu achten, daß der Beton in den ersten Tagen nach der Fertigstellung genügend feucht bleibt. Ebenso ist in dieser Zeit Sonnenschein und Wind nach Möglichkeit fern zu halten, denn je sorgfältiger das Feuchthalten des Betons und später auch des Verputzes geschieht, desto größer ist unter sonst gleichen Verhältnissen seine Festigkeit.

Trotz dieser Vorsicht bei der Herstellung wird es mitunter doch vorkommen, daß die Ausführung nach einem gewissen Zeitraum Risse aufweist. Diese entstehen nicht allein durch die Einwirkung der Temperatur, sondern sind zum Teil auch durch das Verhalten des Betons (Schwinden) überhaupt bedingt. *Ist es vorauszusehen, daß wegen zu großer Länge der einzelnen Bauteile sog. Schwindrisse nicht zu vermeiden sind, so empfiehlt es sich diese Konstruktionen in gewissen Abständen von vornherein mit Trennungsfugen zu versehen.* Die letzteren werden hergestellt, indem man den Beton an den Unterbrechungsfugen, die in solchen Fällen nach bestimmten Teilungen vorgesehen werden, nur trocken anstampft oder indem man den zuerst fertiggestellten Teil mit Lehmschlämme streicht, und erst dann den angrenzenden Teil einbringt. Das *Dichten dieser Risse*, die meist sehr bald entstehen, geschieht, indem man eine besondere Fuge ausspitzt, diese mit fettem Mörtel ausstampft und bei wasserdichten Bauteilen mit dem üblichen reinen Zementüberzug versieht.

§ 29. Der Putz. Für die Tragfähigkeit der Konstruktionsteile hat es zwar keinen Einfluß, ob die Außenflächen einen Verputz erhalten oder nicht, doch wird man vielfach aus Schönheitsrücksichten dazu kommen, einen solchen anzubringen. Die Oberfläche ist nämlich niemals ganz glatt, sondern zeigt meist die Eindrücke der Schalbretter, des Papieres oder der Leinwand, womit jene überzogen waren. Deshalb ist es in der Regel Gebrauch, daß die sichtbaren Deckenflächen, Ansichtsflächen der Wände, Leibungsflächen von Gewölben usw. mit Putz überzogen werden, dessen Stärke von der größeren oder geringeren Rauheit der Betonfläche abhängt.

Das Aufbringen dieses Putzes muß sehr sorgfältig geschehen, wenn ein gleichmäßiges Aussehen der Flächen erreicht werden soll. Zweckmäßig ist es, den Putz möglichst bald, d. h. nach Entfernung der Schalungen, aufzubringen; außerdem soll der zur Verwendung kommende Mörtel fetter sein als der im Betonkörper, wenn es erwünscht ist, eine möglichst gleichförmige Fläche zu erzielen. Anderseits darf der Zementgehalt auch nicht zu groß sein, da sehr fetter Mörtel auch die größten Formänderungen erleidet. *Als gute Mischungsverhältnisse* sind:

1 Teil Zement mit 2 Teilen Sand
1 » » » 3 » » oder
2 » » » 3 » »

zu empfehlen. Der Sand hierzu darf nicht zu grob sein, soll aber ebensowenig große Mengen feines Korn erhalten. Als Zement verwendet man vielfach Schnellbinder oder wenigstens einen Teil davon.

Vor Beginn des Verputzes sind die Flächen von Staub und Schmutz sorgfältig zu reinigen, abzuwaschen und gut anzunetzen. Beim Aufbringen ist der Putz stark anzuwerfen und mit dem Reibebrett zu glätten (Kelle ist nicht zu empfehlen). Nach

Fertigstellung ist er, wie schon früher erwähnt, gut gegen Sonne und Wind zu schützen und feucht zu halten. Die Stärke des Putzes ist nach Möglichkeit einzuschränken und kann durschnittlich 5 mm betragen. Vielfach werden die verputzten Flächen auch noch besonders geschlämmt, um das Aussehen möglichst gleichartig zu erhalten. Bei sorgfältiger Ausführung läßt sich dies auch tatsächlich erreichen, obwohl einzelne Fachleute das Gegenteil behaupten.

Außerdem ist es verschiedentlich erwünscht, daß die geputzten Ansichtsflächen bestimmte Färbungen erhalten. Zu diesem Zweck setzt man dem Zement gewöhnlich besondere Farbstoffe zu und zwar verwendet man für dunkelgrau bis schwarz: fein gemahlene Kohle oder Braunstein, für rot: sog. Eisenrot, für blau: blaues Ultramarin, für grün: grünes Ultramarin und für gelb und braun: Ocker. Diese Farbstoffe wirken fast alle vermindernd auf die natürliche Festigkeit des Zements, doch ist diese nachteilige Wirkung bei kleinen Zusätzen so gering, daß keinerlei Bedenken entstehen können.

Soll der Putz aus irgend einem Grund noch mit Ölfarbe oder sonst einem Anstrich versehen werden, so muß er zuvor vollständig erhärten und austrocknen. Um die Ölfarbe selbst gut haftbar zu machen, überstreicht man die Flächen vielfach zweimal mit stark verdünnter Schwefelsäure (1 Teil konzentrierte Schwefelsäure auf 100 Teile Wasser), spült sodann mit reinem Wasser nach und bringt den Anstrich erst nach dem vollständigen Abtrocknen auf.

In anderen Fällen streicht man die Flächen zwei bis dreimal mit verdünntem Wasserglas, wäscht mit Wasser nach und bringt nach dem Trocknen den Anstrich auf. Will man diese immerhin umständlichen Vorarbeiten vermeiden, so genügt es unter Umständen auch, wenn der Putz zunächst während eines Sommers und Winters austrocknet.

Mit besonderer Vorliebe verwendet man gegenwärtig auch den Anstrich mit KESSLERschen Fluaten. Dieser verhindert vor allem etwaige Salzausblühungen an den Schauflächen und gibt dem gewöhnlichen Putz eine größere Dichtigkeit. Die Fluate sind im Wasser lösliche, Kieselfluorwasserstoffe enthaltende Salze und werden wie folgt aufgetragen:

Nachdem die Flächen gut ausgetrocknet sind, reibt man sie mit einer scharfen Bürste tüchtig ab und trägt den ersten Anstrich, der durch Lösung von etwa 1 kg Magnesiafluatkristallen in 10 l Wasser hergestellt wird, mit dem gewöhnlichen Anstreicherpinsel auf. Hierbei ist besonders darauf zu achten, daß an keiner Stelle Flecken oder Ränder entstehen. Der zweite Anstrich erfolgt nach etwa 24 Stunden; er besteht aus einer Lösung von 1 kg Magnesiafluaten mit 6 l Wasser. Nach demselben Zeitraume wird dann noch ein dritter Anstrich, für den eine Lösung 1 : 4 verwendet wird, aufgebracht. Der Anstrich soll innerhalb einer Minute eintrocknen und ist, wenn dies an einzelnen Stellen nicht geschieht, mit einem Schwamm oder Lappen abzutupfen. Soll auf den Anstrich mit Fluaten noch ein Ölfarbenanstrich kommen, so empfiehlt es sich, anstatt der Magnesiafluate die Blaufluate zu verwenden, die in denselben Lösungen aufgetragen werden. Nach dem Eintrocknen werden die fluatierten Flächen so lange mit klarem Wasser abgewaschen, bis dieses den sauren Geschmack verloren hat.

Außer diesen Anstrichen verwendet man vielfach auch Siderosthen-Lubrose und bei wasserdichten Behältern Leinöl oder heißen Asphaltlack. Über die Zweckmäßigkeit dieser verschiedenen Anstriche gehen die Meinungen der Praktiker indessen ziemlich weit auseinander. Jedenfalls hat aber die Erfahrung gezeigt, daß zur Herstellung wasserdichter Bauten ein besonderer Anstrich nicht erforderlich ist, wenn Zementputz 1 : 1 bis 1 : 3 mit einer reinen Zementhaut überzogen und gut geglättet wird.



Sachregister.




UNIVERSITY
OF

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.

